



Titre: Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain de Lachenaie, Québec: théorie et applications
Title: de Lachenaie, Québec: théorie et applications

Auteur: François Duhaime
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Duhaime, F. (2012). Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain de Lachenaie, Québec: théorie et applications [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/929/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/929/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Chapuis
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MESURE DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE DU DÉPÔT
D'ARGILE CHAMPLAIN DE LACHENAIE, QUÉBEC:
THÉORIE ET APPLICATIONS

FRANÇOIS DUHAIME

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR
(GÉNIE MINÉRAL)

AOÛT 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

MESURE DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE DU DÉPÔT D'ARGILE
CHAMPLAIN DE LACHENAIE, QUÉBEC : THÉORIE ET APPLICATIONS

Présentée par : DUHAIME François

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., président

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., membre et directeur de recherche

M. LADANYI Branko, D.Sc.A., membre

M. CHIASSON Paul, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mes parents, à Julie et Éloi

REMERCIEMENTS

J'ai passé de très belles (et nombreuses) années à Polytechnique. Je tiens à profiter de cet espace pour remercier ceux sans qui mon projet n'aurait pas pu voir le jour.

J'ai reçu beaucoup d'aide. Je remercie les techniciens qui m'ont accompagné sur le terrain, qui m'ont aidé à préparer mes montages et qui ont fait certains essais pour moi : Antonio Gatien, Noura El-Harrak, Nicolas Pépin, Étienne Bélanger, André Ducharme et Manon Leduc. Je remercie aussi tous les étudiants qui m'ont aidé sur le terrain et au laboratoire : Simon Weber, Nicolas Berner, Dominique Claveau-Mallet, Marc Dufour, Marion Perez, Lyne Lorange, Michel Aka, Simon Gibeault-Bergeron, Sandrine Laferrière, Mireya Anaya, Vahid Marefat, Faustin Saleh Mbemba et Thomas Pabst.

Je remercie tous les étudiants des professeurs Robert P. Chapuis et Michel Aubertin. Vous avez beaucoup contribué à mes travaux par votre bonne humeur, votre créativité, vos idées, votre rigueur. Merci Mehdi, j'ai beaucoup appris à tes côtés. Merci François R., je ne t'ai pas oublié, je continue à recevoir ton courrier... Merci à la gang du A351.2 : Nawfal, Benham, Mustapha et Michael.

Merci Robert. Malgré les hauts et les bas, chaque fois que j'ai été vous consulter, vous m'avez toujours reçu dans la bonne humeur. Merci pour votre soutien et votre confiance. Merci de m'avoir donné ma première chance dans l'enseignement et la recherche.

Merci à toi Julie. Au cours des dernières années, j'ai passé beaucoup de dimanches à Polytechnique. Grâce à ton soutien, j'ai pu mener à terme ce projet. Pour ta grande patience, tu mériterais vraiment un doctorat *honoris causa*.

Finalement, ce projet n'aurait pu être mené à terme sans le support financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada, du Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies, et de BFI Canada.

RÉSUMÉ

Des mesures précises de la conductivité hydraulique (K) des argiles Champlain sont nécessaires pour la modélisation et la conception de plusieurs types d'applications en génie civil et en hydrogéologie. La valeur de K permet d'estimer la vitesse d'écoulement de l'eau dans le milieu poreux, la vitesse de migration des contaminants et le taux de déformation de l'argile. Ces phénomènes sont intrinsèquement liés : la déformation volumique de l'argile et la migration des contaminants par advection nécessitent un déplacement d'eau dans les pores de l'argile.

Les différents cadres réglementaires favorisent l'emploi d'essais in situ pour mesurer K dans l'argile. On préconise habituellement la réalisation d'essais à niveau variable dans des puits d'observation. On démarre ces essais en changeant le niveau d'eau dans le tuyau du puits. La valeur de K est obtenue à partir du graphique des vitesses, un graphe qui représente la charge hydraulique moyenne en fonction de son taux de variation, ou d'un graphique semi-logarithmique de la différence de charge hydraulique en fonction du temps. La valeur de K dépend de la pente de ces graphiques, de la section du tuyau dans lequel le niveau d'eau varie, et d'un coefficient de forme qui dépend de la géométrie du massif filtrant.

Dans l'argile, les essais à niveau variable ont un désavantage principal : ils sont longs. Dans les dépôts d'argile Champlain, la réalisation d'un essai à niveau variable typique peut prendre plus d'un mois. Pour réduire la durée des essais in situ, on peut diminuer la section intérieure du tuyau dans lequel le niveau d'eau varie. On peut aussi utiliser l'essai de choc hydraulique. Avec cet essai, un obturateur est gonflé dans le tuyau du puits d'observation pour isoler le massif filtrant. Un volume d'eau connu est ensuite injecté dans la portion isolée du puits. Cette injection génère une surpression qui se dissipe à mesure que l'eau s'écoule du massif filtrant vers le sol. L'essai de choc hydraulique a une durée beaucoup plus courte que les essais à niveau variable typiques. Dans l'argile Champlain, les essais de choc hydraulique durent environ une heure.

Deux méthodes d'interprétation permettent d'analyser les courbes de dissipation de la pression issues des essais de choc hydraulique. La méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) est basée sur une solution analytique de la loi de conservation du volume d'eau. Bien que cette solution analytique ne considère pas le champ des déplacements dans l'argile, la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) est censée tenir compte de la déformation du squelette granulaire du matériau testé. Avec la deuxième méthode, celle de Chapuis & Cazaux (2002), un

diamètre virtuel de tuyau est calculé à partir du volume d'eau qui est injecté dans la cavité, et de l'incrément de pression qui est généré. Ce diamètre permet d'utiliser la méthode du graphique des vitesses pour l'interprétation des résultats de l'essai.

La littérature ne fournit pas d'exemples d'application réussie des essais de choc hydraulique aux dépôts d'argile Champlain. La méthode d'interprétation de Chapuis & Cazaux (2002) demande un graphique des vitesses linéaire. Dans les matériaux peu rigides comme l'argile Champlain, les essais de choc hydraulique et les essais à niveau variable qui sont réalisés dans des tubes de faible diamètre produisent des graphiques des vitesses qui présentent une courbure.

La thèse comporte un volet théorique et un volet expérimental. Dans le cadre du volet numérique, les logiciels d'éléments finis COMSOL et SEEP/W ont été utilisés pour modéliser le déroulement des essais de perméabilité in situ. Avec COMSOL, un modèle déplacement-pression (u - p) a été employé en supposant un comportement linéaire élastique pour analyser conjointement la déformation du squelette granulaire et l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux. Pour le volet expérimental du projet, l'argile du dépôt de Lachenaie, près de Montréal, Québec, a été caractérisée en détail. Cinq types d'essais de perméabilité ont été réalisés. Sur le terrain, des essais de choc hydraulique, et des essais à niveau variable dans des tuyaux de 52,5 et 12,6 mm de diamètre intérieur ont été exécutés. Au laboratoire, des essais à niveau variable en cellules triaxiales et œdométriques ont été réalisés.

Les résultats des simulations numériques ont été analysés à l'aide de graphiques adimensionnels des vitesses. Cette représentation permet de comparer la courbure des graphiques des vitesses provenant d'essais différents. Les résultats numériques démontrent que la courbure du graphique des vitesses dépend du paramètre α , le produit de la compressibilité de l'argile, du volume du massif filtrant et de l'inverse de la section virtuelle ou réelle du tuyau du piézomètre. Plus le diamètre est faible et plus le sol est compressible, plus la courbure du graphique des vitesses est prononcée. La courbure théorique du graphique des vitesses dépend aussi de l'hypothèse qui est adoptée quant au déplacement de l'interface entre l'argile et le massif filtrant. La courbure est moins prononcée si on suppose que l'interface argile-massif filtrant est libre de se déplacer.

Pour l'essai de choc hydraulique, les résultats du modèle u - p démontrent clairement que la déformation du milieu poreux a deux facettes. Premièrement, le volume de la cavité qui contient le massif filtrant varie. Pour une cavité dont le rapport longueur/diamètre dépasse 4, un modèle

u - p linéaire élastique indique une variation linéaire du volume de la cavité avec la pression. Cette expansion suit approximativement la relation de Lamé (1852). Deuxièmement, l'argile change de volume lorsque les pressions interstitielles varient dans le sol. Lorsque ces deux types de déformation sont modélisés avec les mêmes paramètres de rigidité (module d'Young, coefficient de Poisson), la valeur du paramètre α et la courbure du graphique des vitesses des essais de choc hydraulique dépendent seulement du coefficient de Poisson.

Pour les essais à niveau variable, les deux hypothèses qui sont adoptées quant au déplacement de l'interface argile-massif filtrant (fixe ou libre) produisent des graphiques adimensionnels des vitesses qui sont équivalents. Toutefois, pour les simulations où l'interface est libre de se déplacer, la valeur du paramètre α doit tenir compte de l'expansion de la cavité du massif filtrant. La relation de Lamé peut être utilisée pour calculer une section effective qui tient compte de ce phénomène. Lorsque cette section effective est utilisée, ou lorsque les déplacements de l'interface sont nuls, les résultats du modèle u - p pour le cas d'un écoulement radial correspondent à ceux de la solution analytique utilisée par Bredehoeft & Papadopoulos (1980). Cette dernière est équivalente à la solution numérique pour des déplacements nuls à l'interface.

Les résultats numériques obtenus avec SEEP/W et COMSOL permettent de comparer les coefficients de forme apparents qui sont obtenus en supposant un squelette granulaire compressible, avec ceux qui sont utilisés avec la méthode du graphique des vitesses lorsqu'on suppose un squelette granulaire parfaitement rigide. Quand le paramètre α est inférieur à 10^{-2} , pour la portion centrale du graphique des vitesses, les valeurs du coefficient de forme apparent correspondent approximativement à celles qui sont données par la relation de l'ellipsoïde de Hvorslev multipliées par un facteur 1,11. Quand α dépasse 10^{-2} , la valeur du coefficient de forme apparent augmente. Pour des valeurs du paramètre α supérieures à 1, le coefficient de forme apparent augmente proportionnellement à la valeur de α .

Lorsque les essais in situ à niveau variable (tuyau de 52,5 mm) et les essais de perméabilité en cellule triaxiale sont interprétés à l'aide des méthodes classiques qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide, on obtient des valeurs de K qui sont équivalentes et qui sont représentatives de la perméabilité à grande échelle (volume d'argile supérieur à 1 m^3). Dans la portion du dépôt d'argile au-dessus de l'élévation 5 m, la moyenne géométrique de K vaut $2,1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$. Pour les élévations inférieures à 5 m, la moyenne géométrique de K vaut

$1,3 \times 10^{-9}$ m/s. Les essais à niveau variable en cellule œdométrique donnent quant à eux des valeurs de K plus faibles qui sont représentatives de la perméabilité de la matrice.

Les résultats des essais in situ à niveau variable (tuyau de 52,5 mm) sont influencés par les déformations du squelette granulaire et les variations saisonnières de la charge hydraulique dans l'argile. L'impact de ces deux sources d'erreurs sur les valeurs individuelles de K est inférieur à un facteur 1,6. Les déformations affectent surtout le début des essais. Les variations saisonnières de la charge hydraulique influencent plutôt la portion centrale et la fin du graphique des vitesses.

Les ensembles des valeurs expérimentales de K suivent des distributions log-normales. Les log-variances et les moyennes géométriques de ces distributions diffèrent selon le type d'essai et la portion du dépôt où l'on mesure K . Les paramètres des distributions dépendent de la nature des structures et des hétérogénéités qui contrôlent K dans l'argile, et de l'influence de ces structures et de ces hétérogénéités sur les différents types d'essais de perméabilité. Dans le haut du dépôt, K varie davantage à l'échelle des essais triaxiaux et des essais in situ. Dans le bas, les valeurs de K données par l'essai œdométrique (petite échelle) sont plus variables que dans la partie supérieure.

Lorsqu'ils sont interprétés avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002), les essais de choc hydraulique surestiment K par un facteur 2 pour le dépôt d'argile de Lachenaie. Cette thèse propose une nouvelle méthode d'interprétation pour ces essais. Avec cette méthode, les graphiques adimensionnels des vitesses expérimentaux sont superposés sur une courbe type numérique. Les valeurs de la surpression initiale et de la vitesse de normalisation sont ajustées de manière à obtenir une superposition optimale. Les paramètres de normalisation et les dimensions du massif filtrant permettent de calculer K . Avec cette méthode, une très bonne corrélation est obtenue entre les valeurs de K des essais à niveau variable et de choc hydraulique.

Les graphiques des vitesses des essais à niveau variable suivent aussi les courbes types numériques. Toutefois, la superposition des courbes théoriques et expérimentales ne permet pas une évaluation fiable de la rigidité de l'argile à partir de la courbure du graphique des vitesses. Les paramètres de rigidité qui sont estimés à partir de la surpression initiale des essais de choc hydraulique, et à partir de la courbure moyenne des graphiques des vitesses pour les essais à niveau variable, indiquent que le coefficient de changement de volume (m_v) est de l'ordre de 2×10^{-5} kPa⁻¹ pour l'argile de Lachenaie. Par rapport aux essais de perméabilité, l'essai œdométrique surestime la compressibilité de l'argile par un ordre de grandeur.

ABSTRACT

In Champlain clays, precise hydraulic conductivity (K) measurements are necessary for the modelling and the design of several civil engineering and hydrogeology applications. The K values is used to estimate the velocity of water in the porous media, and the rates of contaminant migration and clay deformation. These phenomena are linked: both volume changes and contaminant migration by advection require the displacement of a volume of water contained in the clay pores.

Regulatory bodies recommend in situ permeability tests to measure K in clay. Variable-head tests conducted in observation wells are usually the preferred testing procedure. This type of test is initiated by changing the water level in the riser pipe of an observation well. The K value is obtained from the velocity graph, a plot of the mean hydraulic head with respect to its rate of change, or from a semi-log plot of the hydraulic head difference versus time. The K value is calculated from the slope of these plots, the inner section of the riser pipe in which the water level varies, and a shape factor determined from the sand filter geometry.

In situ variable-head tests in clay have one main disadvantage: their long duration. In Champlain clays, a typical variable-head test can last more than a month. To shorten the duration of in situ tests, the inner section of the pipe in which the water level varies can be reduced. Pulse tests can also be used. With this type of test, a packer is inflated in the riser pipe to isolate the sand filter. A known volume of water is then injected in the isolated portion of the well. This generates a pressure increase which dissipates as water flows from the sand filter toward the soil. Pulse tests have a much shorter duration than the typical variable-head tests. In Champlain clays, pulse tests last approximately one hour.

Two interpretation methods can be used for the analysis of the pressure dissipation curves produced by pulse tests. The Bredehoeft & Papadopoulos (1980) method is based on an analytical solution to the water conservation law. Although this analytical solution does not consider the displacement field in the clay, the Bredehoeft & Papadopoulos (1980) method is meant to take into account the deformation of the tested grain skeleton. With the second method, the Chapuis & Cazaux (2002) method, a virtual riser pipe diameter is calculated from the volume of water injected in the cavity and the initial pressure increase. This diameter allows the velocity graph method to be used for the interpretation of the test data.

The literature does not offer an example of a successful utilization of pulse tests in Champlain clay deposits. The Chapuis & Cazaux (2002) method ask for a linear velocity graph. In soft materials like Champlain clays, pulse tests and variable-head tests conducted in riser pipes with a small diameter both result in curved velocity graphs.

The thesis comprises theoretical and experimental elements. For the theoretical part of the project, the finite element codes COMSOL and SEEP/W were used to model field permeability tests. With COMSOL, a displacement-pressure (u - p) model based on the assumption of a linearly elastic material was used to combine the analyses of clay skeleton deformation and water flow in the porous media. For the experimental part of the project, the Lachenaie clay deposit, near Montreal, Quebec, was characterized in detail. Five types of permeability test were used. In the field, pulse tests and variable-head tests conducted in riser pipes with 52.5 and 12.6 mm inner diameters were conducted. In the laboratory, variable-head tests were conducted in oedometer and triaxial cells.

Results from the numerical simulations were analyzed using non-dimensional velocity graphs. This representation enables comparing the curvature of velocity graphs obtained from different types of test. The numerical results demonstrate that the velocity graph curvature depends on the α parameter, the product of the clay compressibility, the sand filter volume and the inverse of the real or virtual inner section of the observation well riser pipe. Smaller riser pipe diameters and softer soils result in velocity graph curvatures which are more pronounced. The theoretical velocity graph curvature also depends on the chosen hypothesis regarding the displacement of the clay-sand filter interface. The curvature is less pronounced if the displacements are assumed to be free at the clay-sand filter interface.

For pulse tests, the u - p model results clearly demonstrate that the deformation of the clay skeleton is two-fold. First, the cavity holding the sand filter changes volume. For a cavity with a length to diameter ratio greater than 4, a u - p model based on the hypothesis of a linearly elastic material results in a linear relationship between cavity volume and pressure. This cavity expansion follows approximately the Lamé (1852) relationship. Secondly, volume changes occur when pore pressures vary in the soil. If the two types of deformation are modeled with the same elastic parameters (Young's modulus and Poisson's ratio), the α value and the velocity graph curvature for pulse tests are fully determined by the Poisson ratio.

For variable-head tests, the two hypotheses regarding the displacements at the clay-sand filter interface (fixed or free) produce non-dimensional velocity graphs which are equivalent. However, for simulations with free displacements at the interface, the α parameter must take into account the expansion of the sand filter cavity. The Lamé relationship can be used to calculate an effective riser pipe section which takes into account this phenomenon. When this effective section is used, or when the displacements at the interface are fixed, the u - p model results for the case of radial flow correspond to the analytical solution used by Bredehoeft & Papadopoulos (1980). This analytical solution is equivalent to the numerical solution for fixed displacements at the interface.

Numerical results obtained with SEEP/W and COMSOL allow the apparent shape factor values obtained by assuming a compressible soil skeleton to be compared with those used with the velocity graph method when a perfectly rigid soil skeleton is assumed. When α is less than 10^{-2} , for the central portion of the velocity graph, the apparent shape factor values agree with those given by the Hvorslev ellipsoid formula multiplied by a factor 1.11. When α is greater than 10^{-2} , the apparent shape factor values increase. For α greater than 1, the apparent shape factors values increase proportionally to α .

When the data of in situ variable-head tests (52.5 mm riser pipe) and triaxial tests are analyzed using standard interpretation methods based on the hypothesis of a perfectly rigid soil skeleton, they produce K values which are equivalent and representative of the large scale clay permeability (clay volume larger than 1 m^3). For the upper part of the clay deposit, over an elevation of 5 m, the geometric mean of K is $2.1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$. For elevations lower than 5 m, the geometric mean of K is $1.3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$. Variable-head tests in oedometer cells result in lower K values which are representative of the clay matrix permeability.

The results of in situ variable-head tests (52.5 mm riser pipe) are influenced by deformations of the clay skeleton and by seasonal variations of the hydraulic head in the clay deposit. The impact of these two sources of error on individual K measurements is less than a factor 1.6. Deformations influence mostly the early test data, whereas seasonal head variations affect the middle and final portions of the velocity graph.

The sets of experimental K values follow log-normal distributions. The standard deviations and the geometric means of the distributions differ according to the type of test and the part of the

deposit where K is measured. The distribution parameters depend on the nature of the structures and the heterogeneities which control K in the clay, and on the influence of these structures and heterogeneities on the different types of permeability tests. In the upper part of the deposit, the K values are more variable at the scale of the triaxial and in situ tests. In the lower part of the deposit, the K values from oedometer tests (small scale) are more variable than those of the upper part.

When interpreted with the Chapuis & Cazaux (2002) method, pulse tests overestimate K by a factor 2 for the Lachenaie clay deposit. This thesis proposes a new interpretation method for pulse tests. With this method, the experimental non-dimensional velocity graphs are superposed on a numerical type curve. The initial pressure increase and the normalization velocity are adjusted so that an optimum superposition is obtained. The K value is calculated from the normalization parameters and from the dimensions of the sand filter. With this method a very good correlation is obtained between the K values for variable-head and pulse tests.

Variable-head tests produce velocity graphs which follow the numerical type curves. However, the superposition of the theoretical and experimental curves is not sufficiently precise to provide a reliable estimate of the clay rigidity from the velocity graph curvature. Nevertheless, the elastic parameters can be estimated from the initial pressure increase during pulse tests, and from the mean curvature of the velocity graph for variable-head tests. Both estimates indicate a compressibility coefficient (m_v) on the order of $2 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$ for the Lachenaie clay deposit. With respect to permeability tests, oedometer tests overestimate the clay compressibility by one order of magnitude.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	IX
TABLE DES MATIÈRES	XIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XVIII
LISTE DES FIGURES.....	XIX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXXI
LISTE DES ANNEXES.....	XXXVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
CHAPITRE 2 DÉFORMATION ET ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX.....	6
2.1 Contraintes totales et contraintes effectives	7
2.2 Lois de Darcy et de Richards	7
2.3 Équations générales de l'équilibre mécanique, cas axisymétrique	11
2.4 Relation entre déplacements, déformations et changements de volume	13
2.5 Relation entre contraintes effectives et déformations	15
2.6 Relation entre déformation et conductivité hydraulique	19
2.7 Couplage écoulement-déformation avec le modèle $u-p$	21
CHAPITRE 3 MÉTHODES D'INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ : ÉTAT DE L'ART	26
3.1 Types d'essais de perméabilité.....	27
3.2 Méthodes d'interprétations – squelette granulaire parfaitement rigide.....	33
3.2.1 Méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005)	35

3.2.2	Méthode de Chapuis & Cazaux (2002)	37
3.2.3	Coefficients de forme	38
3.2.4	Interprétation des essais de laboratoire	42
3.2.5	Influence des déformations sur les méthodes qui supposent un matériau rigide	43
3.3	Méthodes d'interprétation - contraintes totales constantes	46
3.3.1	Massifs filtrants cylindriques	48
3.3.2	Perméamètres sphériques	59
3.3.3	Interprétation des essais de laboratoire	63
3.4	Comparaison des résultats pour les deux familles de méthodes d'interprétation	64
3.5	Analyse de l'expansion des cavités dans l'argile	70
CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU: THÉORIE ET MÉTHODOLOGIE		80
4.1	Aspects théoriques de la méthode des éléments finis	80
4.1.1	Équation de Laplace et intégration du débit	81
4.1.2	Équation de Richards simplifiée et discrétisation des dérivées temporelles	83
4.1.3	Formulation $u-p$	85
4.2	Méthodologie	88
4.2.1	Équation de Laplace	88
4.2.2	Simulations avec des contraintes totales constantes	95
4.2.3	Modèle $u-p$	104
4.2.4	Intégration numérique de la solution de Cooper et al. (1967)	114
CHAPITRE 5 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU : RÉSULTATS		116
5.1	Coefficient de forme pour l'interprétation en régime permanent	116
5.2	Méthode du graphique adimensionnel des vitesses	122

5.2.1	Observations générales pour le graphique adimensionnel des vitesses	123
5.2.2	Influence des déformations sur les coefficients de forme	131
5.2.3	Rayon d'influence des essais de perméabilité	138
5.3	Comparaison de l'équation de Richards simplifiée et de la formulation $u-p$	142
5.3.1	Écoulement 1D axisymétrique avec déformations planes.....	143
5.3.2	Géométrie 2D axisymétrique	154
5.4	Résumé des résultats numériques.....	167
CHAPITRE 6	LES ARGILES CHAMPLAIN.....	169
6.1	Pourquoi doit-on mesurer la perméabilité des argiles Champlain?.....	171
6.2	Contexte géologique.....	174
6.3	Minéralogie, granulométrie et géochimie	179
6.4	Comportement mécanique des argiles Champlain	182
6.4.1	Résistance au cisaillement à l'état non drainé	183
6.4.2	Résistance au cisaillement à l'état drainé	185
6.4.3	Sensibilité.....	187
6.4.4	Compressibilité.....	189
6.4.5	Pression de préconsolidation.....	202
6.5	Propriétés hydrauliques des argiles Champlain	204
6.5.1	Valeurs moyennes de conductivité hydraulique.....	204
6.5.2	Prédiction de la conductivité hydraulique.....	211
6.5.3	Variabilité des mesures de conductivité hydraulique.....	214
CHAPITRE 7	CARACTÉRISATION DE L'ARGILE : MÉTHODOLOGIE.....	218
7.1	Installation des puits d'observation et échantillonnage de l'argile.....	218
7.2	Méthodologie pour la caractérisation de l'argile au laboratoire	224

7.2.1	Propriétés générales.....	224
7.2.2	Essais œdométriques	226
7.2.3	Essais de perméabilité en cellule triaxiale.....	231
7.3	Méthodologie pour la réalisation des essais de perméabilité in situ	234
7.3.1	Essais de choc hydraulique	242
7.3.2	Essais à niveau variable ($d = 52,5$ mm)	247
7.3.3	Essais à niveau variable ($d = 12,6$ mm)	250
CHAPITRE 8	CARACTÉRISATION DE L'ARGILE : RÉSULTATS	252
8.1	Description générale du dépôt.....	252
8.2	Géochimie, minéralogie et sensibilité	259
8.3	Résistance au cisaillement et pression de préconsolidation	269
8.4	Modèle géologique.....	276
8.5	Caractérisation des lanternes	277
8.6	Rigidité de l'argile	279
CHAPITRE 9	INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ EN SUPPOSANT UN MILIEU POREUX PARFAITEMENT RIGIDE.....	293
9.1	Méthodes basées sur le graphique des vitesses - observations générales	294
9.1.1	Impact des déformations sur le graphique des vitesses.....	295
9.1.2	Impact des variations saisonnières de la charge sur le graphique des vitesses	306
9.2	Méthode de Chiasson (2005).....	314
9.3	Distribution des valeurs de conductivité hydraulique	321
9.4	Anisotropie et comparaison des valeurs de conductivité hydraulique pour les essais de laboratoire et les essais in situ	331
9.5	Prédiction de la conductivité hydraulique de la matrice des argiles Champlain.....	335

CHAPITRE 10	IMPACT DES DÉFORMATIONS SUR LE DÉROULEMENT DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU	344
10.1	Méthodes d'interprétation pour le graphique adimensionnel des vitesses.....	344
10.1.1	Essais à niveau variable.....	344
10.1.2	Essais de choc hydraulique	352
10.2	Résultats de l'interprétation des essais de perméabilité in situ par la méthode du graphique adimensionnel des vitesses	355
10.2.1	Valeurs du paramètre α et rigidité de l'argile	355
10.2.2	Valeurs de conductivité hydraulique.....	364
10.3	Rayon d'influence des essais de perméabilité et effets d'échelle.....	368
10.4	Sources d'erreurs pour l'essai de choc hydraulique	376
CHAPITRE 11	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	384
11.1	Conclusion.....	384
11.2	Recommandations	389
RÉFÉRENCES.....		397
ANNEXES		428

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Exemples d'expansions de cavité en géotechnique.....	71
Tableau 4-1 : Valeurs de $L_{\text{éléments}}$ pour différentes valeurs de α	100
Tableau 4-2 : Tailles des domaines de calcul utilisés en fonction de α	102
Tableau 4-3 : Valeurs de Ψ pour l'intégration de la solution de Cooper et al. (1967).	115
Tableau 6-1 : Valeurs de K à e_0 pour les argiles Champlain.....	210
Tableau 7-1 : Références pour la méthodologie des essais de la phase de caractérisation.	225
Tableau 7-2 : Procédure pour la réalisation des essais de choc hydraulique.	245
Tableau 7-3 : Procédure pour la réalisation des essais à niveau variable (tuyau de 52,5 mm).	248
Tableau 7-4 : Procédure pour la réalisation des essais à niveau variable (tuyau de 12,6 mm).	251
Tableau 8-1 : Minéralogie des argiles de Lachenaie.....	267
Tableau 8-2 : Position de la lanterne des puits d'observation par rapport aux deux couches d'argile.	279
Tableau 9-1 : Décompte des essais de perméabilité réalisés pour le dépôt de Lachenaie.	294
Tableau 10-1 : Valeurs de $cS_{\text{inj}}^*/c_{0.25}S_{\text{inj}}$ pour l'interprétation des essais à niveau variable.....	352
Tableau 10-2 : Volume d'argile testé et durée des différents types d'essais de perméabilité.....	369
Tableau 11-1 : Synthèse des sources d'erreurs étudiées dans cette thèse pour les essais de perméabilité.....	390

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Deux types d'essais de perméabilité in situ.....	2
Figure 2-1 : Correction de K en fonction de la température de l'eau.	9
Figure 2-2 : Profil du sol suite à un pompage, cas de Venise (adapté de Lewis et al. 1991).....	24
Figure 3-1 : Principes à la base des essais de perméabilité et de leur interprétation.	28
Figure 3-2 : Montage des essais de perméabilité œdométrique et triaxial.	29
Figure 3-3 : Appareil utilisé pour la réalisation des essais de choc hydraulique de cette thèse.....	31
Figure 3-4 : Résultats bruts d'un essai de choc hydraulique.....	31
Figure 3-5 : Autres appareils utilisés pour la réalisation des essais de choc hydraulique.....	32
Figure 3-6 : Comparaison des valeurs de c tirées de l'équation 3.8 et de la littérature.	41
Figure 3-7 : Graphique des vitesses pour un essai à niveau variable réalisé dans le till.....	44
Figure 3-8 : Courbure au début du graphe des vitesses pour une argile de Lachenaie.	45
Figure 3-9 : Exemple de graphique, méthode de Hvorslev, Forage du site 5, bas de la couche d'argile, essai à niveau remontant.	46
Figure 3-10 : Graphique utilisé pour la superposition avec la méthode de Cooper et al. (1967)....	50
Figure 3-11 : Relation entre $H/H(t=0)$ et $\alpha\beta$ pour de grandes valeurs de α	53
Figure 3-12 : Propagation d'une différence de charge de $0,1\Delta H(t=0)$ (essai à niveau variable)....	55
Figure 3-13 : Exemple de graphique adimensionnel des vitesses (adapté de Chapuis 1998).....	56
Figure 3-14 : Variation de la pression interstitielle dans le sol lors d'un essai à niveau variable avec un perméamètre sphérique.	61
Figure 3-15 : Exemple de résultats pour l'essai de perméabilité à charge constante.	62
Figure 3-16 : Comparaison des valeurs de K pour les méthodes de Hvorslev (1951) et Cooper et al. (1967).	65
Figure 3-17 : Moyenne du carré des résidus pour l'estimation de K et S_s	67
Figure 3-18 : Comparaison des méthodes d'interprétation pour les essais de choc hydraulique...	70

Figure 3-19 : Influence du diamètre du tubage sur la conductivité hydraulique mesurée.	74
Figure 3-20 : Pression interstitielle suite au fonnement d'un pieu.	76
Figure 3-21 : Champ initial des pressions interstitielles autour d'un perméamètre sphérique.	78
Figure 3-22 : Composantes du changement de volume et leurs liens avec le modèle $u-p$	79
Figure 4-1 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec un fond perméable).	90
Figure 4-2 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec un fond imperméable).	90
Figure 4-3 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec deux cylindres).	91
Figure 4-4 : Exemple de maillage pour l'algorithme de maillage adaptatif de COMSOL.	91
Figure 4-5 : Valeurs de c en fonction de la taille des éléments à l'interface et de la méthode d'intégration du débit ($L/D = 6$, $D = 0,114$ m).	93
Figure 4-6 : Valeurs de c en fonction de la taille du domaine, et correction de Chapuis (1989). ...	94
Figure 4-7 : Influence de la période de transition sur les essais de choc hydraulique.	97
Figure 4-8 : Fonction à utiliser pour la condition à l'interface argile - massif filtrant.	98
Figure 4-9 : Exemple de maillage utilisé avec le logiciel SEEP ($\alpha \leq 1$).	99
Figure 4-10 : Exemple d'étude paramétrique permettant de fixer la taille des éléments à l'interface sol-massif filtrant ($L/D = 6$, $D = 0,114$ mm, $m_v = 5 \times 10^{-6}$ kPa, $\alpha = 0,1$).	101
Figure 4-11 : Variation de $c_{0,25}$ en fonction de $L_{\text{élément}}$	102
Figure 4-12 : Exemple d'étude paramétrique permettant de fixer le pas de temps.	103
Figure 4-13 : Géométries et conditions aux frontières pour le modèle $u-p$	106
Figure 4-14 : Algorithme pour déterminer la fonction $Pressure(t)$	110
Figure 4-15 : Allure de la cavité déformée pour la géométrie 2D.	113
Figure 4-16 : Intégrande de l'équation 3.19.	114

Figure 5-1 : Valeurs de c obtenues avec la méthode des éléments finis (fond perméable).	118
Figure 5-2 : Valeurs de c obtenues avec la méthode des éléments finis (fond imperméable).	119
Figure 5-3 : Comparaison des valeurs numériques de c avec les résultats de l'équation 3.8.	120
Figure 5-4 : Comparaison des valeurs de c pour des massifs filtrants cylindriques à fonds perméable et imperméable.	121
Figure 5-5 : Valeurs de c pour la cavité composée de deux cylindres.	121
Figure 5-6 : Impact des paramètres α et L/D sur le graphique adimensionnel des vitesses.	125
Figure 5-7 : Effet du rayon du tuyau des puits sur le graphique adimensionnel des vitesses.	126
Figure 5-8 : Graphique adimensionnel des vitesses pour les massifs filtrants composés de deux cylindres ($L/D = 9,7$).	126
Figure 5-9 : Graphique adimensionnel des vitesses pour $L/D = 6$	127
Figure 5-10 : Graphique adimensionnel des vitesses pour $L/D = 12$	128
Figure 5-11 : Graphique adimensionnel des vitesses pour un écoulement radial.	128
Figure 5-12 : Limites du graphique adimensionnel des vitesses.	129
Figure 5-13 : Valeurs apparentes de c en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un rapport L/D de 6.	133
Figure 5-14 : Valeurs apparentes de c en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un rapport L/D de 12.	133
Figure 5-15 : Valeurs apparentes de $c/\pi L$ en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un écoulement radial.	134
Figure 5-16 : Valeurs de $c_{0,25}$ en fonction du paramètre α pour différentes géométries de massif filtrant.	136
Figure 5-17 : Relations permettant de calculer les valeurs de $c_{0,25}$ en fonction du paramètres α pour différentes géométries.	137
Figure 5-18 : Valeurs de $c_{0,25}/c$ pour la cavité composée de deux cylindres.	138

Figure 5-19 : Valeurs de r_{\max} en fonction de la géométrie du massif filtrant et de la valeur du paramètre α .	140
Figure 5-20 : Valeurs de $r_{\max}-D/2$ en fonction de $A S_s / S_{\text{inj}}$.	141
Figure 5-21 : Graphique adimensionnel des vitesses pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).	146
Figure 5-22 : Valeurs de p et σ_r en fonction de r pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).	147
Figure 5-23 : Valeurs de u_r et ε_v pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).	148
Figure 5-24 : Relation u_r et p à l'interface d'une cavité dont les déplacements sont libres.	150
Figure 5-25 : Graphique adimensionnel des vitesses pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements libres à l'interface).	152
Figure 5-26 : Rapport $S_{\text{inj}}/S_{\text{inj}}^*$ en fonction de d .	152
Figure 5-27 : Graphique adimensionnel des vitesses pour les essais de choc hydraulique (déformations planes).	154
Figure 5-28 : État de contrainte effective autour d'un puits d'observation, modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.	156
Figure 5-29 : Norme euclidienne de \mathbf{u} , cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.	157
Figure 5-30 : Isocontours de h et ε_v pour le modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.	158
Figure 5-31 : Graphique adimensionnel des vitesses, géométrie 2D avec déplacements nuls à l'interface.	159
Figure 5-32 : Étude de l'état de contrainte effective autour d'un puits d'observation, modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements libres à l'interface.	160
Figure 5-33 : Norme euclidienne de \mathbf{u} , cas 2D avec déplacements libres à l'interface.	162
Figure 5-34 : Isocontours de h et ε_v pour le modèle $u-p$, géométrie 2D avec déplacements nuls à l'interface.	163

Figure 5-35 : Graphique adimensionnel des vitesses, géométrie 2D avec déplacements libres à l'interface.	164
Figure 5-36 : Relation entre volume de cavité et pression, géométrie 2D ($L/D = 4, 6$ et 12).	164
Figure 5-37 : Vérification de l'influence du paramètre ν sur les essais de choc hydraulique, géométrie 2D avec déplacements libres ($L/D = 6$).	165
Figure 5-38 : Courbes types du graphique adimensionnel des vitesses pour l'interprétation des essais de choc hydraulique ($L/D = 6$).	166
Figure 5-39 : Courbes types du graphique adimensionnel des vitesses pour l'interprétation des essais de choc hydraulique ($L/D = 12$).	166
Figure 5-40 : Comparaison des valeurs de $c_{0,25}$ obtenues avec le modèle $u-p$ et avec les équations 5.8 et 5.9.	167
Figure 6-1 : La zone d'étude visée et le bassin de la mer Champlain.	170
Figure 6-2 : Représentation schématique d'une cellule du LET de Lachenaie (BFI, 1999 cité par Olivier, 2007).	173
Figure 6-3 : Étendue maximum de l'inlandsis (modifié de Dyke et al., 2002).	176
Figure 6-4 : Profils stratigraphiques types et position de l'inlandsis avant l'invasion marine.	177
Figure 6-5 : Argile Champlain de Hawkesbury telle que vue au microscope électronique.	181
Figure 6-6 : Exemple d'enveloppe de rupture pour les argiles Champlain avec quelques états limites pour des spécimens du site 5.	186
Figure 6-7 : Effet de la salinité de l'eau interstitielle sur les propriétés mécaniques de l'argile.	189
Figure 6-8 : Courbe contrainte-déformation typique pour un spécimen d'argile Champlain.	191
Figure 6-9 : Valeurs de C_c en fonction de e_0 et S_t pour les argiles Champlain.	192
Figure 6-10 : Relation entre m_v et σ'_z pour $C_r = 0,01, 0,02$ et $0,05$, et pour $e = 1,60$	193
Figure 6-11 : Courbe contrainte-déformation, échelle arithmétique.	195
Figure 6-12 : Consolidation de l'argile en fonction du temps lors d'un essai œdométrique.	196

Figure 6-13 : Comparaison des valeurs directes et indirectes de K pour les essais œdométriques réalisés avec l'argile de Lachenaie (Perez et al., 2012).	198
Figure 6-14 : Valeurs de G issues de la revue de littérature en fonction de σ'_p	201
Figure 6-15 : Relation entre I_p et OCR pour une argile soumise à un tassement secondaire pendant plusieurs milliers d'années (adapté de Bjerrum, 1973).	203
Figure 6-16 : Valeurs in situ de K en fonction de la profondeur pour 4 sites près d'Ottawa.	208
Figure 6-17 : Anisotropie de perméabilité en fonction de l'indice de liquidité.	211
Figure 6-18 : Surface spécifique des argiles Champlain et corrélations avec w_L	213
Figure 6-19 : Exemples de représentations graphiques d'une distribution log-normale de K	215
Figure 7-1 : Emplacement des sites utilisés pour la partie expérimentale du projet.	221
Figure 7-2 : L'auteur et les trois puits d'observation du site 4 (4AH, 4AB, 4R).	221
Figure 7-3 : Vue schématique d'un puits d'observation installé dans l'argile.	222
Figure 7-4 : Composantes des puits d'observation installés dans l'argile.....	223
Figure 7-5 : Granulométrie du sable "000" et de l'argile de Lachenaie.....	223
Figure 7-6 : Schéma du montage utilisé lors des essais de perméabilité sur œdomètre.	227
Figure 7-7 : Moyenne d'un grand échantillon pour mesurer le tassement avec les LVDT.	227
Figure 7-8 : Montage pour la coupe des spécimens pour les essais œdométriques horizontaux.	230
Figure 7-9 : Schéma du montage utilisé lors des essais de perméabilité en cellule triaxiale.....	232
Figure 7-10 : Exemple de feuille Excel et de script en langage VBA pour calculer les vitesses.	237
Figure 7-11 : Incertitudes sur les lectures des capteurs de pression.....	238
Figure 7-12 : Correction barométrique en fonction de la position du capteur de pression atmosphérique.	238
Figure 7-13 : Variation de la pression mesurée dans un puits au cours d'un épisode de pluie.	239
Figure 7-14 : Paramètres du solveur Excel pour la méthode de Chiasson (2005).	241

Figure 7-15 : Connecteur servant à dissiper la surpression causée par le gonflement de l'obturateur.....	243
Figure 7-16 : Exemple d'essai où l'obturateur n'a pas assuré une bonne étanchéité.....	244
Figure 7-17 : Effet de l'ajustement de la pression de l'obturateur sur la courbe $H(t)$	244
Figure 7-18 : Pompe péristaltique et sonde à niveau d'eau.	249
Figure 7-19 : Montage utilisé pour la réalisation des essais in situ à niveau variable avec $d = 12,6$ mm.	250
Figure 8-1 : Profil géotechnique pour le site 2.....	254
Figure 8-2 : Profil géotechnique pour le site 8.....	255
Figure 8-3 : Pourcentage passant à $2\ \mu\text{m}$ pour l'argile de Lachenaie.	257
Figure 8-4 : Limite de liquidité pour l'argile de Lachenaie.	257
Figure 8-5 : Abaque de Casagrande pour l'argile de Lachenaie.....	258
Figure 8-6 : Isopaques de la couche d'argile grise à proximité des sites 1 à 9.....	259
Figure 8-7 : Relation entre salinité maximale et épaisseur de la couche d'argile non oxydée pour les 9 sites de Lachenaie.	261
Figure 8-8 : Relation entre salinité et sensibilité pour les argiles Champlain (Duhaime et al., 2012a).	262
Figure 8-9 : Teneur en matière organique et décompte des foraminifères en fonction de l'élévation (site 9).....	263
Figure 8-10 : Exemples de foraminifères présents dans l'argile de Lachenaie.	263
Figure 8-11 : Profils des isotopes du carbone des ions HCO_3^- pour l'eau interstitielle.....	266
Figure 8-12 : Pourcentage de phyllosilicates selon l'élévation pour l'argile de Lachenaie.	268
Figure 8-13 : Valeurs de G_s en fonction de l'élévation.	268
Figure 8-14 : profils de σ'_p et c_u pour l'argile de Lachenaie.	270
Figure 8-15 : Coefficient C_α en fonction de l'élévation (Perez, 2012).	272

Figure 8-16 : Scénario d'érosion pour le dépôt d'argile de Lachenaie (Duhaime et al. 2012a). ...	273
Figure 8-17 : Évolution de c_{ur} dans le temps pour l'argile de Lachenaie remaniée.	275
Figure 8-18 : Variation de R_{thixo} en fonction de S_t pour l'argile de Lachenaie.	275
Figure 8-19 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 8AC.	278
Figure 8-20 : Courbe contrainte-déformation normalisée pour l'argile de Lachenaie (adapté de Duhaime et al. 2012a).	281
Figure 8-21 : Relation entre C_C et e_0 pour l'argile de Lachenaie.	282
Figure 8-22 : Courbe contrainte-déformation dans la représentation de Janbu pour l'argile de Lachenaie.	283
Figure 8-23 : Distribution selon l'élévation des relations $\varepsilon_z - \sigma'_z$ linéaires et courbées.	284
Figure 8-24 : Synthèse des valeurs de m_v pour les essais œdométriques.	285
Figure 8-25 : Influence de la correction appliquée aux tassements mesurés en œdomètre.	286
Figure 8-26 : Valeurs de m_v obtenues pour les puits d'observation à partir de l'essai œdométrique (état de contrainte in situ).	287
Figure 8-27 : Valeurs de m_v à l'état de contrainte in situ pour tous les essais œdométriques.	289
Figure 8-28 : Comparaison des paramètres mécaniques des essais œdométriques verticaux et horizontaux.	290
Figure 8-29 : Valeurs de G pour l'essai de choc hydraulique.	291
Figure 8-30 : Relation entre le module M des essais œdométriques et le module G des essais de choc hydraulique.	292
Figure 8-31 : Valeurs de G en fonction de σ'_p pour les argiles Champlain.	292
Figure 9-1 : Exemple de graphiques adimensionnels des vitesses pour un essai œdométrique.	295
Figure 9-2 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 06AH).	299
Figure 9-3 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 08AC).	299

Figure 9-4 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 09AH).....	300
Figure 9-5 : Conductivité hydraulique mesurée lors des essais in situ en fonction de d ou d_e	302
Figure 9-6 : Exemple de portion « linéaire » pour l'interprétation des essais de choc hydraulique avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002).	303
Figure 9-7 : Comparaison des valeurs de K obtenues pour les essais de choc hydraulique et les essais à niveau variable.	304
Figure 9-8 : Relation entre $H(t=0)$ et H_0 pour les essais à niveau variable.	306
Figure 9-9 : Influence des déformations et des variations saisonnières de la charge sur le graphique des vitesses d'un essai à niveau variable ($d = 52,5$ mm).	308
Figure 9-10 : Variation de H_0 pour les essais à niveau variable en fonction de la date du début des essais (Duhaime et al. 2012b).	309
Figure 9-11 : Écart entre les valeurs individuelles de K et la moyenne géométrique en fonction de la date du début de l'essai.	310
Figure 9-12 : Variation de K en fonction de l'ordre chronologique des essais ($d = 52,5$ mm).	311
Figure 9-13 : Variations saisonnières de la charge hydraulique pour les puits installés dans l'argile (sites 4 à 9).	312
Figure 9-14 : Relation entre $H(t=0)$ et H_0 pour les solutions obtenues avec le solveur d'Excel pour la méthode de Chiasson (2005).	315
Figure 9-15 : Topologie de la surface $RMSE - H_0 - a$ pour la méthode de Chiasson (2005).	316
Figure 9-16 : Deux superpositions obtenues pour le même essai avec la méthode de Chiasson (2005). Forage 9AB, essai réalisé en juillet 2010.	317
Figure 9-17 : Valeurs de K pour les méthodes de Chiasson (2005) et Chapuis et al. (1981).	318
Figure 9-18 : Graphique des vitesses pour différentes valeurs minimum de ΔH	319
Figure 9-19 : Valeurs de H_0 pour les méthodes de Chiasson (2005) et Chapuis et al. (1981).	320
Figure 9-20 : Valeurs de K en fonction de l'élévation pour les sites 1, 2, 3 et 4.	322

Figure 9-21 : Moyennes géométriques de K pour les 17 puits d'observation installés dans l'argile (essais à niveau variable).....	322
Figure 9-22 : Distributions de K pour les essais in situ à niveau variable.	324
Figure 9-23 : Distributions des valeurs de K pour les essais œdométriques.	325
Figure 9-24 : Distributions des valeurs de K pour les essais triaxiaux, couche du bas versus couche du haut.....	326
Figure 9-25 : Distributions des valeurs de K pour les essais triaxiaux, zone active versus argile intacte.	327
Figure 9-26 : Exemples d'hétérogénéités observées dans l'argile de Lachenaie.	328
Figure 9-27 : Valeurs de K en fonction de l'élévation pour les essais œdométriques.	329
Figure 9-28 : Valeurs de K en fonction de la profondeur pour les essais à de perméabilité en cellule triaxiale.	330
Figure 9-29 : Corrélation entre les valeurs de K obtenues au laboratoire et sur le terrain.	332
Figure 9-30 : Rapport d'anisotropie sur K pour le dépôt d'argile de Lachenaie.	333
Figure 9-31 : Relation entre K et le rapport L/D pour les essais in situ à niveau variable.	334
Figure 9-32 : Exemples de relations linéaires entre $\log(K)$ et e pour l'argile de Lachenaie.....	336
Figure 9-33 : Valeurs de C_k en fonction de e_0 pour l'argile de Lachenaie.	337
Figure 9-34 : Prédiction de K pour les argiles Champlain avec la méthode de Chapuis & Aubertin (2003) ($A = 0,5$).	339
Figure 9-35 : Prédiction de K pour les argiles Champlain ($A = 1.1$).	340
Figure 9-36 : Profils des valeurs de K à e_0 et prédictions selon Kozeny-Carman.....	342
Figure 10-1 : Influence des mesures prises à la fin de l'essai sur l'allure des graphiques adimensionnels des vitesses (FP-08-09AH, $d = 12,6$ mm).	346
Figure 10-2 : Courbes types utilisées pour l'interprétation des essais à niveau variable avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ($L/D \leq 9$).	346

Figure 10-3 : Courbes types utilisées pour l'interprétation des essais à niveau variable avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ($L/D > 9$).	347
Figure 10-4 : Facteur de correction pour tenir compte de l'effet des déformations en fonction du paramètre α ($L/D = 12$, $\nu = 0,3$).	350
Figure 10-5 : Facteur de correction pour tenir compte de l'effet des déformations sur les essais à niveau variable ($L/D = 6$ et 12 , $\nu = 0,3$, déplacements libres de l'interface).	351
Figure 10-6 : Courbes types de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses pour l'essai de choc hydraulique.	353
Figure 10-7 : Exemples de superpositions pour la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.	356
Figure 10-8 : $H(t=0)$ pour l'essai de choc hydraulique, ajustement optimal versus surpression initiale.	357
Figure 10-9 : Sommaire des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentales pour les essais avec $L/D > 9$.	360
Figure 10-10 : Sommaire des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentales pour les essais avec $L/D \leq 9$.	361
Figure 10-11 : Distribution des valeurs m_v pour des essais de perméabilité in situ à niveau variable et les essais du chapitre 8.	362
Figure 10-12 : Comparaison des paramètres M et G pour les essais à niveau variable et les essais de choc hydraulique.	363
Figure 10-13 : Valeurs de K pour les essais à niveau variable, méthode du graphique adimensionnel versus graphique des vitesses standard.	365
Figure 10-14 : Valeurs de K pour les essais de choc hydraulique interprétés avec les méthodes du graphique adimensionnel des vitesses et de Chapuis & Cazaux (2002).	366
Figure 10-15 : Origine de l'écart entre les valeurs de K pour les méthodes du graphique adimensionnel des vitesses et de Chapuis & Cazaux (2002).	367

Figure 10-16 : Moyennes géométriques de K pour les essais à niveau variable et résultats des essai de choc hydraulique interprétés avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.	368
Figure 10-17 : Valeurs de K_{moy} et σ_K selon V pour chaque type d'essai de perméabilité.	371
Figure 10-18 : Exemple de résultats bruts pour des essais de choc hydraulique.	377
Figure 10-19 : Élévation des massifs filtrants potentiellement affectés par des problèmes de phase gazeuse.	380
Figure 10-20 : Moyenne géométrique des valeurs de m_v déterminées à partir des essais à niveau variable en fonction de la qualité des essais de choc hydraulique.	383
Figure 11-1 : Cuve d'argile molle pour la reproduction des essais in situ au laboratoire (août 2011).	392
Figure 11-2 : Montage utilisé pour la désaération des puits d'observation (site 1).	393

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Section d'écoulement
\mathbf{A}	Matrice de rigidité pour la méthode des éléments finis
A_{CK}	Constante pour la prédiction de K avec le modèle de Kozeny-Carman
A_{thixo}	Paramètre de la relation entre c_u et t pour la thixotropie
a_1, a_2	Paramètres du modèle constitutif hyperbolique
b	Épaisseur d'un aquifère ou d'un aquitard
b_{th}	Épaisseur de sol au-dessus de la crépine d'un puits d'observation
c	Coefficient de forme pour la géométrie des lanternes
C_c	Indice de compression vierge
CF	Fraction de la granulométrie $< 2 \mu m$
c_h	Coefficient de consolidation horizontale
C_r	Indice de recompression
c_{rk}	Coefficient de forme pour un milieu anisotrope
C_s	Indice de rebondissement
c_u	Résistance au cisaillement à l'état intact
C_u	Coefficient d'uniformité (d_{60}/d_{10})
c_{ur}	Résistance au cisaillement à l'état remanié
c_v	Coefficient de consolidation verticale
C_α	Indice de compression secondaire
$c_{0.25}$	Coefficient de forme évalué à $H/H(t=0) = 0.25$
C_1, C_2	Constante utilisée dans le développement de l'équation de Lamé
d	Diamètre intérieur du tuyau pour les puits d'observation
D	Diamètre extérieur du massif filtrant d'un puits d'observation

d_e	Diamètre équivalent utilisé dans l'interprétation des essais de choc hydraulique
e	Indice des vides
E	Module d'Young
e_0	Indice des vides initial ou de référence
E_t	Module d'Young tangentiel
F_r	Forces volumiques radiales
F_z	Forces volumiques verticales
F_θ	Forces volumiques tangentielles
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de rigidité en cisaillement
G_s	Densité des solides
h	Charge hydraulique dans un sol ou dans un spécimen
H	Charge hydraulique dans un piézomètre
H	Vecteur des charges aux nœuds pour la méthode des éléments finis
H_a	Charge apparente (niveau piézométrique = niveau statique)
H_m	Charge moyenne pour l'intervalle t_i à t_{i+1} (graphique des vitesses)
H_p	Matrice de perméabilité (méthode des éléments finis, formulation $u-p$)
H_0	Erreur piézométrique
$H(t=0)$	Charge hydraulique initiale
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
K	Conductivité hydraulique
K_e	Matrice de rigidité (méthode des éléments finis, formulation $u-p$)
K_h	Conductivité hydraulique dans le plan horizontal

K_{moy}	Moyenne géométrique de K
K_v	Conductivité hydraulique selon l'axe vertical
K_0	Valeur de K à l'indice des vides in situ
L	Longueur d'un spécimen, d'une zone de sol filtre, etc.
$L_{\text{éléments}}$	Taille des éléments finis à l'interface sol-massif filtrant
LET	Lieu d'enfouissement technique
L_{maillage}	Taille du domaine de calcul pour la méthode des éléments finis
m	Masse utilisée lors du chargement d'un œdomètre
M	Module d'élasticité avec déformations latérales empêchées (module œdométrique)
M_{min}	Valeur minimum de M pour un essai œdométrique
m_{mod}	Nombre modulaire pour la relation entre M et σ'_z
m_v	Coefficient de changement de volume
$M_{\alpha\beta}$	Facteur multiplicatif pour la méthode de Bredehoeft et Papadopoulos (1980)
M_{β}	Facteur multiplicatif pour la méthode de Cooper et al. (1967)
M_0	Valeur de M pour la contrainte verticale in situ (essai œdométrique)
n	Exposant pour les effets d'échelle
N	Numéro de mesure du LVDT pour les essais œdométriques
$NDDDL$	Nombre de degrés de liberté pour la méthode des éléments finis
n_{mes}	Nombre de mesures du capteur de pression pour un essai in situ.
OCR	Rapport de surconsolidation
p	Pression interstitielle
p_0	Pression absolue au centre du massif filtrant
q_w	Condition naturelle sur la pression (éléments finis, formulation u - p)
Q	Débit

Q	Matrice de couplage (méthode des éléments finis, formulation $u-p$)
r	Distance radiale
R	Rayon d'influence
r_K	Rapport d'anisotropie pour la conductivité hydraulique
r_{\max}	Distance maximum de propagation d'une fraction de la différence de charge
R_p	Distance radiale atteinte par la rupture lors d'une expansion de cavité
R_{thixo}	Facteur de regain pour la thixotropie
REIMR	Règlement sur l'enfouissement et l'incinération des matières résiduelles
$RMSE$	Racine carrée de la moyenne du carré des erreurs
S	Surface spécifique des grains
S	Vecteur des variables secondaires pour la méthode des éléments finis
S_{amont}	Section de la burette amont (essais de perméabilité triaxiaux et œdométriques)
S_{aval}	Section de la burette aval (essais de perméabilité triaxiaux)
S_p	Condition naturelle sur la pression (éléments finis, formulation $u-p$)
S_u	Condition naturelle sur les déplacements (éléments finis, formulation $u-p$)
S_{inj}	Section intérieure du tuyau d'un puits d'observation
S_{inj}^*	Section effective du tuyau d'un puits (avec expansion de cavité)
S_s	Emmagasinement spécifique
S_t	Sensibilité
t	Temps écoulé
T	Condition naturelle sur les déplacements (éléments finis, formulation $u-p$)
T_v	Temps adimensionnel pour la consolidation et les essais in situ à charge constante
t^*	Temps fictif utilisé pour modéliser le tassement secondaire
u	Déplacement

\mathbf{u}	Vecteur des déplacements
V	Volume de sol testé par un essai de perméabilité
$V_{\text{cavité}}$	Volume de la zone de sol filtre ($\pi LD^2/4$)
V_{gaz}	Volume de gaz contenu dans le massif filtrant des puits d'observation
w	Fonction test pour la méthode des éléments finis
w_L	Limite de liquidité
w_N	Teneur en eau in situ
w_P	Limite de plasticité
α	Paramètre de la méthode de Cooper et al. (1967)
β	Paramètre de la méthode de Cooper et al. (1967)
γ'_{sat}	Poids volumique déjaugé d'un sol
γ_{sat}	Poids volumique d'un sol saturé
γ_w	Poids volumique de l'eau
Δp_1	Surpression maximale pour les essais de choc hydraulique affectés par les gaz
Δp_2	Surpression après la dissipation initiale pour les essais de choc hydraulique
$\Delta V_{\text{cavité}}$	Changement du volume de la cavité
$\Delta V_{\text{écoulement}}$	Volume d'eau qui s'écoule du sol vers le puits d'observation
$\Delta V_{\text{résidu}}$	Résidu de la procédure itérative permettant d'optimiser la fonction $\text{Pressure}(t)$
ΔV_{tige}	Volume de tige injecté pour un essai de choc hydraulique
ΔV_{tuyau}	Variation de la quantité d'eau stockée dans le tuyau du puits d'observation
ε_a	Déformation axiale (essais triaxiaux)
ε_r	Déformation radiale
ε_θ	Déformation tangentielle
ε_z	Déformation verticale

ε_v	Déformation volumique
θ	Angle polaire pour le système d'axes cylindrique
θ_w	Teneur en eau volumique
ρ_{sat}	Masse volumique saturée d'un sol
ρ_w	Masse volumique de l'eau
σ'_{int}	Constante dans la relation entre le module M et σ'_z
σ_K	Log-variance de K
σ'_{moy}	Moyenne des composantes de la contrainte effective
σ'_p	Pression de préconsolidation selon l'axe vertical
σ'_{ph}	Pression de préconsolidation dans le plan horizontal
σ_r	Contrainte totale radiale
σ'_r	Contrainte effective radiale
σ'_z	Contrainte effective verticale
σ_z	Contrainte totale verticale
σ'_{zm}	Contrainte effective moyenne pour un palier de chargement (œdomètre)
σ'_{z0}	Contrainte effective verticale (conditions in situ)
σ_θ	Contrainte totale tangentielle
σ'_θ	Contrainte effective tangentielle
σ	Tenseur des contraintes totales
σ'	Tenseur des contraintes effectives
μ_w	Viscosité dynamique de l'eau
ν	Coefficient de Poisson
ψ	Polynômes de Lagrange
Ψ	Variable d'intégration pour la solution de Cooper et al. (1967)

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Script MATLAB pour calculer les coefficients de forme avec COMSOL	428
Annexe 2 : Résultats détaillés pour le calcul des coefficients de forme avec COMSOL	429
Annexe 3 : Génération des fichiers MPH pour le modèle $u-p$	432
Annexe 4 : Fonctions et scripts MATLAB pour le modèle $u-p$ de COMSOL.....	434
Annexe 5 : Fonction MATLAB permettant d'intégrer la solution de Cooper et al. (1967)	442
Annexe 6 : Formulaire utilisés lors de la réalisation des essais de perméabilité in situ	443
Annexe 7 : Script VBA permettant d'automatiser la méthode de Chiasson (2005)	445
Annexe 8 : Profils géotechniques pour les sites expérimentaux de Lachenaie	446
Annexe 9 : Sommaire de la caractérisation de l'argile des lanternes	454
Annexe 10 : Sommaire des essais à niveau variable réalisés dans les puits d'observation	471
Annexe 11 : Sommaire des essais de choc hydraulique.....	482
Annexe 12 : Résultats des essais de perméabilité en cellule œdométrique.....	485
Annexe 13 : Résultats des essais de perméabilité en cellule triaxiale.....	489

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Des essais de perméabilité in situ ou en laboratoire doivent être réalisés pour évaluer la conductivité hydraulique (K) des argiles Champlain dans le cadre de plusieurs types de projets de génie civil et d'hydrogéologie. Par exemple, selon le Règlement sur l'enfouissement et l'incinération des matières résiduelles (REIMR), la réalisation d'essais de perméabilité in situ est obligatoire pour vérifier la perméabilité des couches d'argile qui assurent l'étanchéité de certains lieux d'enfouissement (ministère du Développement durable de l'environnement et des parcs, 2012).

Au Québec, on utilise généralement les méthodes dites à niveau variable pour évaluer la valeur de K des argiles sur le terrain (figure 1-1a). Pour ces méthodes, on induit une perturbation de la charge hydraulique (h) en changeant le niveau d'eau dans le tuyau d'un puits d'observation. La valeur de K peut ensuite être évaluée à partir de la relation entre le débit (Q), la différence de charge hydraulique entre le sol testé et le tuyau du puits d'observation (H), et la géométrie du puits d'observation ou de l'instrument de mesure. Pour un même type d'essai, plus le retour à l'état initial est rapide, plus la valeur de K est élevée. Dans l'argile Champlain, les essais de perméabilité in situ à niveau variable sont souvent longs. Leur durée peut facilement dépasser un mois (Benabdallah, 2006).

Plusieurs types d'essais in situ et de laboratoire ont été développés dans le but d'écourter la durée des essais de perméabilité dans les sols qui, comme l'argile Champlain, sont peu perméables. Toutes ces méthodes visent à diminuer le volume d'eau qui doit s'écouler au cours des essais.

Du côté des essais in situ, Bredehoeft & Papadopoulos (1980) ont développé l'essai de choc hydraulique (figure 1-1b). Cette méthode consiste à isoler une cavité à la base d'un puits d'observation ou dans un forage à l'aide d'obturateurs, et à induire une surpression dans la section isolée. Cette surpression peut être générée de plusieurs façons. Par exemple, on peut injecter un volume d'eau ou pousser une tige métallique dans la cavité. La surpression force alors les parois de la cavité à s'éloigner : le matériau testé se déforme. Un faible volume d'eau doit ensuite s'écouler de la cavité vers le milieu testé pour dissiper la surpression. Ce volume d'eau est beaucoup plus faible que celui qui doit être évacué lors des essais classiques à niveau variable. Les essais de choc hydraulique sont donc beaucoup plus rapides. Pour un puits d'observation typique installé dans l'argile Champlain, l'essai de choc hydraulique dure environ une heure.

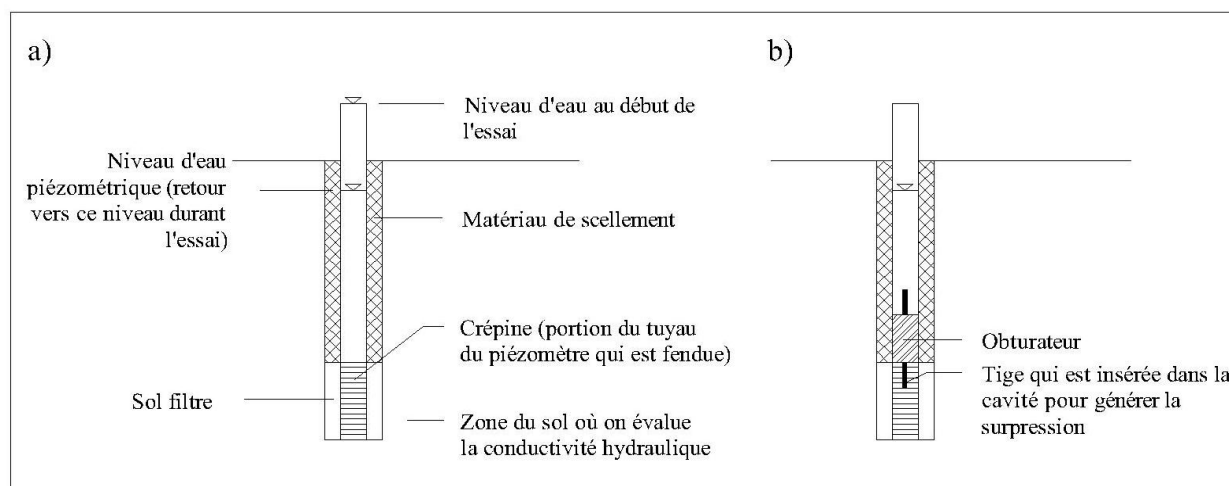


Figure 1-1 : Deux types d'essais de perméabilité in situ.

a) Essai de perméabilité classique à niveau variable, b) essai de perméabilité par choc hydraulique. L'obturateur utilisé pour l'essai de choc hydraulique est présenté à la figure 3-3.

Au laboratoire, les différentes variantes de l'essai œdométrique (gradient contrôlé, taux de déformation constant, chargement par palier) mettent aussi en mouvement un faible volume d'eau et elles peuvent être utilisées pour déterminer indirectement la valeur de K de l'argile. Les théories classiques d'interprétation de ces essais assimilent la déformation de l'argile durant le chargement à l'écoulement d'un faible volume d'eau. Dans ce cas particulier, le volume qui s'écoule est égal au volume de déformation. L'augmentation de pression interstitielle qui produit l'écoulement est causée par l'augmentation de la contrainte totale appliquée sur le spécimen (Terzaghi, 1925). En mesurant le temps nécessaire pour dissiper l'incrément de pression interstitielle, on peut évaluer la valeur de K .

Bien que le lien entre écoulement et déformation soit plus évident pour les essais qui mettent en mouvement de faibles volumes d'eau comme l'essai œdométrique, tous les essais de perméabilité donnent lieu à une déformation du spécimen ou du milieu testé. Par exemple, pour les essais à niveau variable, on attribue la variation rapide de la charge au début des essais à une consolidation ou à un gonflement de l'argile entourant le massif filtrant. Les déformations observées lors des essais de perméabilité sont liées aux variations de la pression interstitielle et des contraintes effectives dans le sol. Pour une variation donnée de la pression interstitielle et de

la contrainte totale, plus le volume d'eau mis en mouvement est faible, plus l'influence des déformations est importante.

Contrairement aux essais œdométriques qui ont vu leurs méthodes d'interprétation être basées sur des hypothèses de plus en plus générales au cours des trente dernières années, le traitement des déformations pour les essais de perméabilité in situ à niveau variable et les essais de choc hydraulique est demeuré très simple. Les résultats des essais à niveau variable sont généralement interprétés à partir de la théorie de Hvorslev (1951), une approche qui suppose un sol parfaitement rigide. Quant à eux, les essais de choc hydraulique sont interprétés en supposant une relation linéaire entre la surpression et le volume de cavité, et en supposant que la distribution des charges hydrauliques autour du massif filtrant correspond à celle qui serait rencontrée pour un sol parfaitement rigide (Chapuis & Cazaux, 2002).

Les méthodes d'interprétation de Hvorslev (1951) et Chapuis & Cazaux (2002) ne donnent pas toujours des valeurs de K qui sont fiables avec les essais réalisés dans les dépôts d'argile Champlain. Duhaime & Chapuis (2008) ont démontré que l'expansion de la cavité du massif filtrant et la consolidation de l'argile peuvent mener à des valeurs de K qui sont fausses par un ordre de grandeur lorsque des tuyaux de faible diamètre sont utilisés pour diminuer la durée des essais à niveau variable. Du côté de l'essai de choc hydraulique, la seule tentative d'utilisation de ce type d'essai dans les argiles Champlain a produit des vitesses de dissipation de la surpression beaucoup plus grandes que celles qui sont prédites par la théorie de Chapuis & Cazaux (Beaulieu, 2006). De manière générale, plus les essais sont rapides, moins les méthodes d'interprétation classiques qui supposent un squelette granulaire rigide sont efficaces.

Le projet doctoral est centré sur la question suivante : est-il possible d'obtenir des valeurs de K fiables pour l'argile Champlain à partir d'essais in situ rapides comme l'essai de choc hydraulique et les essais de perméabilité à niveau variables réalisés avec des tuyaux de faible diamètre? Cette question sous-tend la série suivante d'objectifs principaux :

- Modéliser avec la méthode des éléments finis le déroulement de différents types d'essais de perméabilité in situ dans les argiles Champlain en tenant compte des déformations.
- Caractériser avec des méthodes fiables les propriétés hydrauliques et mécaniques du dépôt d'argile de Lachenaie, le dépôt étudié pour le volet expérimental du projet.

- Améliorer et standardiser la méthodologie à employer pour la réalisation et l'interprétation des essais de perméabilité in situ dans l'argile.
- Comparer les valeurs de K et leur variabilité pour les différents types d'essais.
- Améliorer les méthodes de prédiction de K pour les argiles Champlain.
- À partir des résultats du modèle numérique, développer une méthode d'interprétation qui tienne compte de la rigidité du squelette granulaire pour les essais de choc hydraulique et les essais rapides en général.
- Valider les résultats du modèle numérique en comparant les impacts théoriques et expérimentaux des déformations sur les différents types d'essais de perméabilité utilisés dans le cadre du projet.

Le projet comporte donc une phase théorique et une phase expérimentale. Au cours de la phase théorique, on a obtenu des solutions numériques à l'équation de continuité avec la méthode des éléments finis. Les logiciels SEEP/W et COMSOL ont été utilisés. Une attention particulière a été portée à l'incidence de l'hypothèse de contrainte totale constante, une simplification couramment utilisée en hydrogéologie (Todd & Mays, 2005). Pour évaluer l'influence de cette hypothèse, deux formes de l'équation de continuité ont été résolues : une version simplifiée de l'équation de Richards (1931) et les équations du modèle déplacement-pression ($u-p$), un modèle qui vérifie l'équilibre statique des contraintes totales et la compatibilité des déplacements (Biot, 1941; Lewis & Schrefler, 1998).

Au cours de la phase expérimentale du projet, plusieurs centaines d'essais de perméabilité et d'essais œdométriques ont été exécutés de manière à amasser de l'information sur la rigidité et la perméabilité du dépôt d'argile de Lachenaie. Quatre types d'essais de perméabilité ont été utilisés : des essais de laboratoire en cellules triaxiales et œdométriques, des essais de choc hydraulique in situ et des essais à niveau variable in situ avec des tuyaux de 52,5 et 12,6 mm de diamètre.

La thèse débute avec une présentation des différentes formes de l'équation de continuité qui permettront de coupler la modélisation de l'écoulement de l'eau et de la déformation du sol (chapitre 2). Le chapitre 3 présente un état de l'art sur l'interprétation des essais de perméabilité. On y décrit les méthodes d'interprétation qui sont basées sur l'hypothèse d'un squelette granulaire

parfaitement rigide ainsi qu'un certain nombre de méthodes qui permettent, en théorie, de tenir compte des déformations du milieu poreux. Suit ensuite au chapitre 4 la présentation de certains éléments de théorie et de méthodologie concernant la méthode des éléments finis. Le chapitre 5 expose ensuite les résultats de la phase de modélisation numérique. Dans ce chapitre, une version modifiée de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses (Chapuis, 1998) est utilisée pour étudier l'influence des déformations. On y présente aussi certains résultats relatifs au rayon d'action des différents types d'essais, et aux coefficients de forme qui sont utilisés pour interpréter les essais in situ.

La description de la phase expérimentale du projet débute avec le chapitre 6. Celui-ci présente une revue des propriétés de l'argile Champlain. Le chapitre 7 décrit quant à lui la méthodologie qui a été employée pour caractériser l'argile de Lachenaie et pour réaliser les quatre types d'essais de perméabilité. Le chapitre 8 présente les résultats de la caractérisation des propriétés géochimiques et mécaniques de l'argile de Lachenaie. Le chapitre 9 compare les résultats des différents types d'essais de perméabilité en se basant sur les méthodes d'interprétation qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide. Ces valeurs de K sont ensuite utilisées pour améliorer les méthodes de prédiction de K .

Le chapitre 10 permet de faire lien entre les volets théoriques et expérimentaux du projet. On y compare les graphiques adimensionnels des vitesses, théoriques et expérimentaux, pour les différents types d'essais. L'influence des déformations est quantifiée. Une méthode d'interprétation des essais de choc hydraulique est présentée et validée. Finalement, le dernier chapitre nous permet de conclure et de formuler certaines recommandations en ce qui concerne la planification des essais de perméabilité et les avenues qui mériteraient d'être explorées dans des projets de recherche ultérieurs.

CHAPITRE 2 DÉFORMATION ET ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX

L'obtention des réseaux d'écoulement en hydrogéologie est presque toujours basée sur la même version simplifiée (équation 2.6) de l'équation fondamentale de Richards (1931). On doit savoir que cette forme simplifiée de la loi de continuité est basée sur une série d'hypothèses et qu'elle ne s'applique pas nécessairement à tous les types de problèmes. Lorsque les contraintes totales varient et que les déformations ne sont pas de type 1D à déformations latérales empêchées, il est possible d'utiliser une formulation déplacement-pression (formulation $u-p$ ou formulation de Biot), un type de modèle basé sur des hypothèses moins restrictives que l'équation 2.6 (Biot, 1941; Lewis & Schrefler, 1998).

Le chapitre 2 permet de faire table rase et d'établir des relations générales qui nous permettront de classer les méthodes d'interprétation existantes (chapitre 3) et de modéliser numériquement les essais de perméabilité (chapitres 4 et 5). La construction d'un modèle par éléments finis permettant de coupler l'analyse des déformations et de l'écoulement pour les essais de perméabilité réalisés dans l'argile implique la mise en équations de plusieurs groupes de paramètres :

- les contraintes totales, les contraintes effectives et les pressions interstitielles (équation de Terzaghi);
- la charge hydraulique, le débit, la conductivité hydraulique et le volume d'eau stocké dans le milieu poreux (loi de Darcy et loi de continuité);
- les forces externes, les composantes du tenseur des contraintes totales (vérification de l'équilibre statique);
- les déformations, les déplacements et les changements du volume d'eau stocké dans le milieu poreux;
- les contraintes effectives et les déformations (loi constitutive);
- la conductivité hydraulique et les déformations.

Chacune de ces relations a fait l'objet de nombreuses études. La mise en équations de ces relations est donc surtout une revue de littérature. Pour clarifier et faciliter le développement de la méthode des éléments finis au chapitre 4, on représentera ces relations sous forme matricielle. Dans la suite de ce document, les caractères gras indiqueront des vecteurs et des matrices.

Pour simplifier la mise en équations du problème, nous supposons que le milieu poreux est saturé. Cette hypothèse est généralement justifiée pour les argiles Champlain, comme celle du dépôt de Lachenaie. En raison du climat humide de l'est du Canada et de la faible perméabilité de l'argile, le niveau de la nappe est souvent très près de la surface du sol dans la plaine argileuse. On constatera toutefois qu'il faut être prudent lors de la réalisation des essais de perméabilité de manière à s'assurer que le système est saturé, et ce même dans l'argile.

2.1 Contraintes totales et contraintes effectives

Les concepts de contrainte totale, contrainte effective et pression interstitielle sont fondamentaux en géotechnique et en mécanique des sols. L'équation de Terzaghi permet de faire le lien entre ces concepts :

$$\sigma' = \sigma - p \quad (2.1)$$

Dans cette équation, p , σ' et σ représentent respectivement la pression interstitielle, la contrainte effective et la contrainte totale (positives en compression). Contrairement à la convention habituelle, on utilisera le symbole p pour représenter la pression interstitielle dans ce document. Le symbole u sera réservé pour la représentation des déplacements dans la formulation $u-p$.

Dans la formulation de Biot (1941), on introduit un coefficient α devant le terme de pression interstitielle de l'équation 2.1. Ce coefficient correspond au rapport entre le changement de volume d'eau contenu dans le sol et le changement de volume du sol. On peut considérer que ce coefficient est égal 1 si le sol est saturé et si la compressibilité des grains et de l'eau est négligeable par rapport à celle du squelette granulaire, ce qui est le cas pour les argiles Champlain.

2.2 Lois de Darcy et de Richards

En hydrogéologie et en géotechnique, la charge hydraulique (h) est utilisée comme potentiel du champ vectoriel des vitesses d'écoulement de l'eau dans les sols :

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z \quad (2.2)$$

où z est l'élévation par rapport à un système de référence quelconque et γ_w est le poids volumique de l'eau.

On suppose habituellement que les écoulements dans l'argile suivent la loi de Darcy :

$$\mathbf{v} = -\mathbf{K} \nabla h \quad (2.3)$$

où \mathbf{v} est la vitesse de Darcy, soit le débit traversant une section unitaire du sol et \mathbf{K} est le tenseur de conductivité hydraulique, un tenseur symétrique d'ordre 2 (Ferrandon, 1948). La loi de Darcy est avant tout une loi empirique (Darcy, 1856). Toutefois, on peut démontrer son fondement théorique à partir des équations de Navier-Stokes et de la technique mathématique d'homogénéisation (*volume averaging*) (Hubbert, 1940; Whitaker, 1999).

La loi de Darcy s'applique seulement aux écoulements laminaires pour lesquels les forces inertielles sont négligeables. Pour les enrochements et les graviers, on observe un gradient maximal au-delà duquel les forces inertielles ne sont plus négligeables. Si le gradient continue d'augmenter, l'écoulement devient turbulent (Bear, 1972; Mitchell & Soga, 2005). Ce n'est pas le cas pour les argiles, du moins en pratique. Dans l'argile Champlain, on peut démontrer expérimentalement la validité de la loi de Darcy pour des gradients de la charge hydraulique allant de 0.1 à 50 (Tavenas et al., 1983a).

L'existence d'un gradient minimum pour l'applicabilité de la loi de Darcy dans l'argile, un gradient critique, est controversée. Plusieurs croient que cette limite est en fait un artéfact (Mitchell & Soga, 2005; Olsen, 1985). Certains auteurs ont suggéré l'existence d'une relation non-linéaire entre la vitesse et le gradient (Mitchell & Younger, 1966). Dans les chapitres suivants, on supposera que la loi de Darcy peut être appliquée intégralement aux écoulements dans l'argile Champlain.

Les composantes du tenseur \mathbf{K} dépendent à la fois des propriétés du milieu poreux et des propriétés du perméant. Lorsqu'on veut comparer des valeurs de \mathbf{K} qui correspondent à des fluides de températures ou de compositions différentes, on doit choisir un perméant de référence. Dans cette thèse, on a choisi comme référence l'eau distillée à 20°C. La correction qui permet de

passer d'une eau à une température T_1 à une température de référence à 20°C dépend de la viscosité dynamique de l'eau (μ_w), et dans une moindre mesure, de sa masse volumique (ρ_w) (Bardet, 1997) :

$$K(20^\circ\text{C}) = \frac{\rho_w(20^\circ\text{C})\mu_w(T_1)}{\rho_w(T_1)\mu_w(20^\circ\text{C})} K(T_1) \quad (2.4)$$

La figure 2-1 donne les facteurs de correction à appliquer (le coefficient de $K(T_1)$ dans l'équation 2.4) à K en fonction de la température T_1 . Les valeurs de μ_w et ρ_w proviennent de Finnemore & Franzini (2002).

En combinant la loi de Darcy et la loi de conservation des volumes d'eau entrant et sortant pour un cube infinitésimal, on obtient l'équation de Richards (1931) qui fait intervenir la teneur en eau volumique θ_w , le rapport entre le volume d'eau contenu dans le squelette granulaire et le volume total. Le paramètre θ_w permet d'associer l'écoulement dans les pores et la déformation du squelette solide :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla h) \quad (2.5)$$

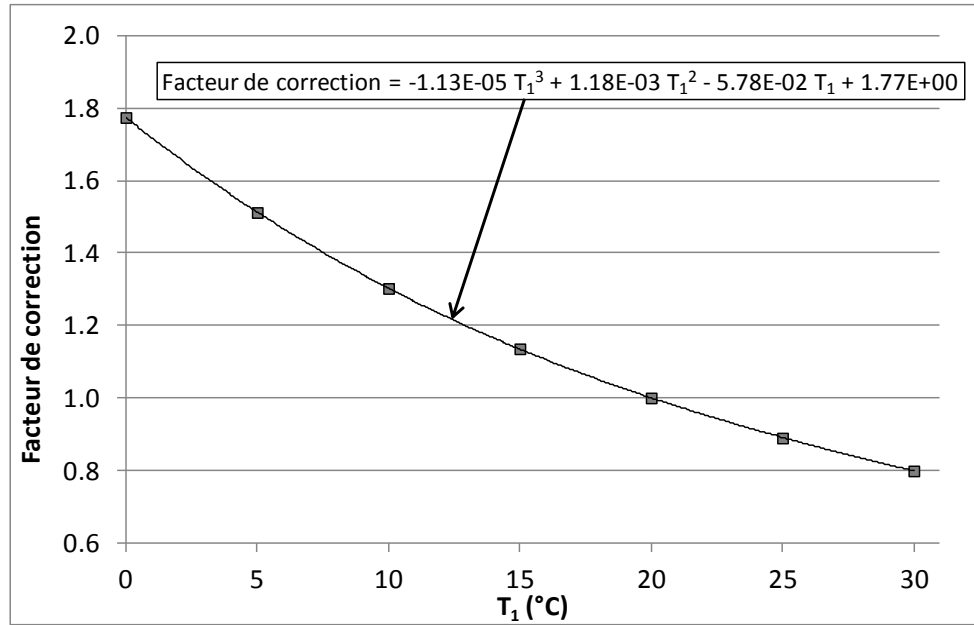


Figure 2-1 : Correction de K en fonction de la température de l'eau.

L'eau distillée à 20°C est utilisée comme perméant de référence.

En général, on ne peut pas supposer que le tenseur \mathbf{K} est constant. Ses composantes ne peuvent donc pas être extraites de l'opérateur divergence de l'équation 2.5. En hydrogéologie, les variations de \mathbf{K} proviennent de la déformation des géomatériaux (section 2.6), des écoulements non saturés et des propriétés du perméant.

Dans les domaines de l'hydrogéologie et de la géotechnique, l'équation 2.5 est souvent présentée sous la forme des équations 2.6 et 2.7 (Jacob, 1950; Holtz & Kovacs, 1981) :

$$\nabla^2 h = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.6)$$

$$\nabla^2 h = \frac{1}{c_v} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.7)$$

où h est la charge hydraulique dans le sol, S_s est le coefficient d'emménagement spécifique et c_v est le coefficient de consolidation. Dans les chapitres suivants, nous désignerons les équations 2.6 et 2.7 comme les « équations de Richards simplifiées ». Pour obtenir celles-ci à partir de la forme originale de l'équation de Richards (1931), on doit supposer que $du = -d\sigma_v'$, c'est-à-dire que les contraintes totales sont constantes. On doit aussi supposer que les déformations sont uniaxiales. En général, on suppose que les déformations dans le plan horizontal sont négligeables par rapport aux déformations selon l'axe vertical (Jacob, 1950). Toutefois, pour une géométrie axisymétrique, les équations 2.6 et 2.7 peuvent aussi s'appliquer à un état plan de déformations (Randolph & Wroth, 1979, voir aussi la section 5.3.1). Dans ce cas, ce sont les déformations verticales qui sont négligeables et on remplace c_v par c_h , le coefficient de consolidation horizontal. Le lien entre K , c_v et S_s est donné par les équations 2.8 et 2.9 :

$$c_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} \quad (2.8)$$

$$S_s = m_v \gamma_w \quad (2.9)$$

où m_v est le coefficient de changement de volume. En général, ce paramètre qui décrit la compressibilité d'un sol s'applique aux déformations verticales avec déformations latérales

empêchées. Pour le cas des déformations planes et des géométries axisymétriques, on applique implicitement le m_v aux déformations radiales.

En régime permanent le membre de droite des équations 2.6 et 2.7, le produit d'une dérivée partielle par rapport au temps et d'une constante, est nul :

$$\nabla^2 h = 0 \quad (2.10)$$

C'est l'équation de Laplace. Au chapitre 3, on verra que l'équation 2.10 est parfois utilisée en régime transitoire dans l'interprétation de différents types d'essais de perméabilité. Cette simplification est justifiée pour les matériaux ayant un squelette granulaire très rigide. Dans ce cas, le terme $\partial\theta_w/\partial t$ est négligeable car la porosité change peu sous l'effet des variations de la pression interstitielle. Pour les argiles molles, l'utilisation de cette hypothèse est parfois discutable. Elle doit être validée. C'est un des objectifs principaux de cette thèse.

2.3 Équations générales de l'équilibre mécanique, cas axisymétrique

La plupart des méthodes disponibles pour l'interprétation des essais de perméabilité in situ qui prétendent tenir compte des déformations sont basées sur les équations 2.6 et 2.7 (Cooper et al., 1967; Mieussens & Ducasse, 1977; Hyder et al., 1994; Butler, 1998). Avec ces équations, on suppose implicitement que les contraintes totales sont constantes et que la variation des contraintes effectives peut être représentée par un scalaire. En réalité, l'état de contrainte autour d'un massif filtrant est plus complexe. Cet état de contrainte peut être décrit par un tenseur qui varie dans le temps et dans l'espace. Une part de l'originalité du projet doctoral réside dans l'étude de cet état de contrainte (chapitre 5). Dans cette section, on pose certaines bases qui seront utilisées plus loin.

En coordonnées cylindriques (r, θ, z) , à l'équilibre statique ($\Sigma \text{Force} = 0$, $\Sigma \text{Moment} = 0$), les contraintes totales doivent respecter les équations 2.11 à 2.13 (Bazergui et al., 2002, p.195) :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + F_r = 0 \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{r} + F_\theta = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial \tau_{zr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{zr}}{r} + F_z = 0 \quad (2.13)$$

où F_r , F_θ , et F_z représentent les forces volumiques qui affectent le sol selon les directions r , θ et z .

Lorsqu'on considère une géométrie axisymétrique 2D (variables r et z), les équations 2.11 à 2.13 peuvent être simplifiées. On remarque tout d'abord que les dérivées partielles par rapport à θ doivent être nulles. De plus, pour respecter la compatibilité géométrique des déformations, $\tau_{\theta z}$ et $\tau_{r\theta}$ doivent être nulles. En supposant que le sol a une masse volumique saturée ρ_{sat} , on obtient les équations 2.14 et 2.15 :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial \tau_{zr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{zr}}{r} + \rho_{sat} g = 0 \quad (2.15)$$

On peut simplifier davantage les équations 2.14 et 2.15 en supposant un état plan de contrainte et en négligeant la force volumique due à la gravité. Dans ce cas, τ_{zr} et les dérivées partielles par rapport à z sont nulles. On obtient alors l'équation suivante :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.16)$$

On utilise fréquemment l'hypothèse de déformation plane en mécanique des sols, notamment lors de l'interprétation des résultats de l'essai pressiométrique ou dilatométrique (Gibson & Anderson, 1961; Ladanyi, 1972). Cette hypothèse est censée s'appliquer à l'expansion des cavités allongées, celles qui ont un rapport $L/D > 6$ (Silvestri, 2003).

Avec la méthode des éléments finis, il peut être utile d'exprimer les équations 2.14 et 2.15 sous forme matricielle. Pour le cas général d'une géométrie 3D, on a le système d'équations suivant:

$$\mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{g} = 0 \quad (2.17)$$

Les équations 2.18 à 2.20 définissent les composantes de l'équation 2.17 :

$$\mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

$$\boldsymbol{\sigma}^T = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}] \quad (2.19)$$

$$\mathbf{g}^T = [0 \quad 0 \quad g] \quad (2.20)$$

Si on fait la distinction entre contraintes totales et contraintes effectives, on doit substituer la relation 2.21 dans la relation 2.17.

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + \mathbf{m}p \quad (2.21)$$

Les équations 2.22 à 2.23 définissent les vecteurs de l'équation 2.21 :

$$\boldsymbol{\sigma}'^T = [\sigma'_x \quad \sigma'_y \quad \sigma'_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}] \quad (2.22)$$

$$\mathbf{m}^T = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad (2.23)$$

2.4 Relation entre déplacements, déformations et changements de volume

Si les déformations sont petites, elles peuvent être exprimées en fonction des déplacements et de leurs dérivées (Bazergui et al., 2002, p. 213). Si on suppose que les déformations sont positives en compression, la convention usuelle en génie civil, les différentes composantes du vecteur déformation peuvent être définies de la manière suivante pour le cas d'un système de coordonnées cylindriques :

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial u_r}{\partial r} \quad (2.24)$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + -\frac{u_r}{r} \quad (2.25)$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (2.26)$$

$$\gamma_{zr} = -\frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r} \quad (2.27)$$

où u_r , u_θ et u_z sont les composantes du vecteur des déplacements (\mathbf{u}) dans les directions radiale, tangentielle, et verticale. Pour une géométrie axisymétrique, u_θ et les dérivées par rapport à θ sont nulles. Pour le cas des déformations planes, les composantes u_z , ε_z et γ_{zr} sont nulles.

Pour un système d'axes orthogonaux 3D, on peut exprimer la relation entre les déformations et les déplacements sous la forme matricielle suivante :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = -\mathbf{L}\mathbf{u} \quad (2.28)$$

Les équations 2.29 et 2.30 définissent les vecteurs des déformations et des déplacements qui sont utilisés dans l'équation 2.28 :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^T = [\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}] \quad (2.29)$$

$$\mathbf{u}^T = [u_x \quad u_y \quad u_z] \quad (2.30)$$

Pour certains calculs, on peut avoir besoin de la déformation volumique ($\Delta V/V$). Celle-ci est donnée par l'équation 2.31 en coordonnées cylindriques et par l'équation 2.32 pour un système d'axes orthogonaux 3D :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (2.32)$$

Dans l'équation de Richards (1931), les variations de ε_v sont égales en grandeur mais de signe opposé aux variations de θ_w ($d\theta_w = -d\varepsilon_v$).

2.5 Relation entre contraintes effectives et déformations

Il existe une grande variété de modèles pour décrire la relation entre contraintes et déformations, et le fluage des argiles. On doit distinguer plusieurs cas qui dépendent 1) de l'état de l'argile (normalement consolidé ou surconsolidé), 2) du temps alloué pour la déformation (déformation drainée ou non drainée, fluage), et 3) de la possibilité d'une rupture de l'argile (déformations élastiques et plastiques).

En géotechnique, on doit souvent modéliser des applications où il y a rupture : l'argile entre en plasticité. Par exemple, on peut étudier la stabilité d'un remblai sur argile molle ou modéliser une série d'essais triaxiaux de cisaillement. Souvent, on se tourne alors vers les modèles comportementaux de type élasto-plastique. De cette famille, le modèle Cam clay (Roscoe & Burland, 1968; Wood, 1990) est sans doute le plus connu pour les matériaux plastiques. Avec ce modèle, une enveloppe qui correspond à un critère de rupture est définie. À l'intérieur de cette enveloppe, on suppose que les déformations sont non linéaires, mais élastiques. Lorsqu'on atteint l'enveloppe, on observe une déformation plastique.

Dans bien d'autres cas, on se satisfait d'un modèle constitutif beaucoup plus simple, le modèle linéaire élastique. Par exemple, on a récemment utilisé ce type de relation entre les contraintes et les déformations pour modéliser en trois dimensions la construction des remblais sur argile molle (Qu et al., 2009) et pour modéliser la déformation des fonds marins suite à l'exploitation de gisements d'hydrocarbures (Lewis et al., 2003). Historiquement, le modèle linéaire élastique a souvent été appliqué à l'étude du comportement de l'argile surconsolidée (Burland, 1989) et du comportement non drainé des argiles en général (Samson & Garneau, 1973; Tavenas et al., 1974;

Leroueil et al., 1985; Morin & Gervais, 1987). On retrouve aussi des exemples d'applications aux argiles normalement consolidées, la plus connue est sans aucun doute la théorie de Terzaghi (1925). Encore aujourd'hui, cette théorie est utilisée pour interpréter les courbes de tassement lors des essais œdométriques (Barros & Pinto, 2008).

Lorsque les essais de perméabilité in situ sont bien exécutés, les sollicitations mécaniques sont suffisamment faibles pour exclure la possibilité de déformations plastiques. On démontrera cette affirmation à la section 3.5. On peut aussi supposer que l'argile demeure surconsolidée au cours des essais de perméabilité, c'est-à-dire que l'augmentation des contraintes ne permet pas d'atteindre l'état limite.

Aux chapitres 4 et 5, on supposera un comportement linéaire élastique pour modéliser les essais de perméabilité in situ avec la méthode des éléments finis. Dans les sections précédentes, on a défini les vecteurs des contraintes effectives et des déformations. Pour un comportement linéaire élastique, on met en relation ces deux vecteurs avec la matrice \mathbf{D}_T (Lewis & Schrefler, 1998) :

$$\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{D}_T \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.33)$$

Pour un système d'axes orthogonaux 3D, le système d'équations 2.33 prend la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \sigma'_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

où E est le module de Young et ν est le coefficient de Poisson. Pour une géométrie axisymétrique, le système d'équations 2.33 prend une forme similaire :

$$\begin{bmatrix} \sigma_r' \\ \sigma_\theta' \\ \sigma_z' \\ \tau_{zr} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{zr} \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Pour le cas des déformations planes, le système d'équations 2.35 peut être simplifié de la façon suivante :

$$\begin{bmatrix} \sigma_r' \\ \sigma_\theta' \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu \\ \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

Le module E est parfois remplacé par d'autres propriétés élastiques comme le module de rigidité en cisaillement G et le module œdométrique $M = 1/m_v$. Le lien entre ces différents paramètres est fonction de la valeur de ν :

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.37)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.38)$$

L'utilisation de modèles linéaires élastiques a été remise en question à maintes reprises au cours des dernières décennies, notamment avec le développement de techniques très précises pour mesurer les faibles déformations. Par exemple, Burland (1989) note que l'argile de Londres, une argile fortement surconsolidée, est relativement rigide lorsque les déformations sont très faibles ($\varepsilon < 0.01\%$). La rigidité de ce matériau diminue progressivement avec l'augmentation des déformations. L'effet de cet amollissement n'est pas toujours négligeable. Pour contourner ce problème, on doit utiliser des valeurs de E qui dépendent du niveau de sollicitation et du type d'application qui doivent être modélisés. Inversement, on doit s'attendre à ce que les valeurs de E obtenues à partir d'essais de laboratoire et d'essais in situ varient selon le type d'essai. Par exemple, l'analyse du régime transitoire observé au début d'un essai de perméabilité à charge constante (faibles déformations) et l'interprétation d'un palier de chargement pour un essai œdométrique (grandes déformations) devraient fournir des valeurs de E qui diffèrent.

On discutera plus en détail de la validité de l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique par le biais de la revue des propriétés des argiles Champlain (chapitre 6) et par la comparaison de nos résultats numériques et expérimentaux (chapitre 10). Pour l'instant, on doit reconnaître que la particularité de la phase de modélisation de ce projet ne réside pas dans l'utilisation d'un modèle constitutif sophistiqué, mais plutôt dans l'utilisation d'un modèle $u-p$ pour modéliser le déroulement des essais de perméabilité in situ. Tel que mentionné précédemment, par rapport aux équations 2.6 et 2.7, les modèles $u-p$ nécessitent une série de variables primaires supplémentaires qui décrivent les déplacements des nœuds du maillage. Cet ajout permet de tenir compte des variations du tenseur des contraintes totales et de vérifier la compatibilité des déformations. Comme on sera amené à le constater au chapitre 3, les méthodes d'interprétation des essais de perméabilité qui tiennent compte des déformations sont exclusivement basées sur les équations 2.6 et 2.7. Elles supposent donc une relation linéaire entre p et ε_v .

Des travaux subséquents sur la modélisation des essais de perméabilité pourraient bien sûr introduire des modèles constitutifs plus complexes. Par exemple, une relation constitutive hyperbolique pourrait être utilisée pour tenir compte de la diminution de la rigidité des argiles avec la déformation (Duncan & Chang, 1970; Kondner, 1963). Ce type de modèle est parfois utilisé pour modéliser le tassement de l'argile (Lewis & Schrefler, 1978; Lewis & Schrefler, 1998). La relation entre contraintes et déformations prend alors la forme générique suivante :

$$\sigma_x = \frac{\varepsilon}{a_1 + a_2 \varepsilon} \quad (2.39)$$

où a_1 et a_2 sont des constantes.

Avec l'argile, on suppose fréquemment une relation linéaire entre l'indice des vides (e) et le logarithme de la contrainte effective (Holtz & Kovacs, 1981). C'est le cas par exemple avec le modèle Cam clay. Le module tangent d'élasticité E_t dépend alors de l'état de contrainte. Par exemple, pour de l'argile surconsolidée, ce module est défini de la manière suivante :

$$E_t = (e_0 + 1) \frac{3C_r}{2.3(\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z)} \quad (2.40)$$

où C_r est le module de recompression, la pente de la relation entre e et le logarithme en base 10 de la valeur moyenne des contraintes effectives, et e_0 est un indice des vides de référence,

généralement l'indice des vides initial. On remarque que le module E_t est alors inversement proportionnel à la contrainte effective moyenne. On peut utiliser le module E_t donné par l'équation 2.40 dans l'équation 2.35 lorsque cette dernière est exprimée sous forme incrémentale, soit en remplaçant les vecteurs σ et ε par $d\sigma$ et $d\varepsilon$.

Jusqu'à maintenant, on a supposé que le vecteur ε dépendait seulement du vecteur σ . En pratique, ce n'est pas toujours le cas. Le vecteur ε peut aussi dépendre de la période de temps au cours de laquelle les contraintes effectives sont appliquées. C'est le phénomène du fluage ou du tassement secondaire.

Différents modèles permettent de modéliser le fluage lors des essais de perméabilité. Le modèle de Mesri & Godlewski (1977) décrit relativement bien le tassement secondaire observé au laboratoire à la fin des paliers de chargement des essais œdométriques :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2.41)$$

où C_α est l'indice de compression secondaire et t est le temps écoulé depuis le début du palier de consolidation considéré. L'équation 2.41 suppose une relation linéaire entre la déformation due au fluage et le logarithme du temps écoulé. Pour implémenter ce type de relation dans un modèle par éléments finis, Magnan et al. (1979) suggèrent d'utiliser un terme de génération de pression interstitielle dans les équations 2.6 et 2.7. Cette approche peut être programmée très facilement avec le logiciel COMSOL (Perez, 2012). On peut aussi modéliser le tassement secondaire à l'aide d'un modèle de Kelvin-Voigt. Ce modèle peut être schématisé par un ressort en parallèle avec un amortisseur. C'est l'approche qui est préconisée par Lewis & Schrefler (1998). Dans cette thèse, l'effet du fluage ne sera pas considéré.

2.6 Relation entre déformation et conductivité hydraulique

En géotechnique, la relation entre les déformations et K est généralement basée sur la valeur de e . On ne tient pas compte des composantes individuelles du vecteur des déformations. En d'autres mots, on suppose que des consolidations isotropes et à déformations latérales empêchées auront

le même effet sur la conductivité hydraulique si elles produisent la même variation de porosité. Dans un modèle numérique, de petites variations de e peuvent être exprimées en fonction de ε_v :

$$\Delta e = -(1 + e_0) \varepsilon_v \quad (2.42)$$

On retrouve deux principaux types de relations entre e et K : le premier est basé sur l'équation de Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1939). Selon cette théorie, on assimile le géomatériau à un réseau de tubes capillaires qui accueillent un écoulement laminaire. On peut alors utiliser la loi d'Hagen-Poiseuille et l'équation de Darcy (équation 2.3) pour définir la conductivité hydraulique du matériau. L'équation 2.43 donne la forme de l'équation de Kozeny-Carman qui est habituellement utilisée en géotechnique.

$$K = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S^2 G_s^2 (1 + e)} \quad (2.43)$$

Dans cette équation, G_s est la densité des solides, S est leur surface spécifique, la surface totale des grains par unité de masse de solide, ρ_w est la masse volumique de l'eau et μ_w sa viscosité dynamique. La constante C dépend de la forme et de la tortuosité des pores. Les relations de type Kozeny-Carman ont été appliquées à une vaste gamme de matériaux poreux allant de l'argile au gravier (Chapuis & Aubertin, 2003).

Pour l'argile, un deuxième type important d'équation met en relation linéaire e et $\log(K)$. Ce type de modèle est basé sur des considérations empiriques (Tavenas et al., 1983a; Taylor, 1948). Contrairement au modèle de Kozeny-Carman, le modèle e - $\log(K)$ n'est pas basé sur un développement théorique.

Certains matériaux particuliers impliquent d'autres relations entre e et K . Par exemple, Mesri et al. (1975) ont observé une relation linéaire entre $\log(K)$ et $\log(e)$ pour l'argile de Mexico. Ce matériau (bentonite riche en microfossiles) a un indice des vides in situ inhabituellement élevé (entre 10 et 14). D'autres auteurs modifient l'équation de Kozeny-Carman en remplaçant le facteur e^3 par e^n où n est un exposant qui dépend du type de matériau (Mbonimpa et al., 2002; Samarasinghe et al., 1982).

À la section précédente, on a formulé l'hypothèse que dans le cadre d'un essai de perméabilité, les variations de contraintes et les déformations sont relativement faibles. Dans le même ordre

d'idées, il a été démontré que la prise en compte des variations de K en fonction de la porosité a peu d'impact sur la modélisation des essais de perméabilité à niveau variable. Les résultats de Wilkinson (1968) montrent que l'influence des petites déformations sur K est négligeable ($< 10 \%$) quand l'argile est surconsolidée. C'est le cas à Lachenaie et dans les argiles Champlain en général si les variations de contraintes associées aux essais de perméabilité demeurent à l'intérieur de la courbe des états limites. Pour l'argile normalement consolidée, les erreurs sur K sont plus importantes et elles peuvent atteindre 50% .

Bien que nous utilisions une valeur constante de K dans nos modèles numériques, les relations présentées dans cette section seront utilisées plus loin. Le grand nombre d'essais de perméabilité réalisés dans le cadre de cette thèse nous permettra de valider les modèles permettant de prédire K pour les argiles Champlain (voir les sections 6.5 et 9.5). Ces modèles sont généralement basés sur celui de Kozeny-Carman et sur des relations linéaires entre e et $\log(K)$.

2.7 Couplage écoulement-déformation avec le modèle $u-p$

On peut combiner les équations présentées dans les sections précédentes pour obtenir les équations du modèle $u-p$. Prenons tout d'abord un cas simple, le cas d'une géométrie 1D axisymétrique avec déformations planes. Les équations 2.14, 2.15 et 2.35 vérifient l'équilibre statique des contraintes totales et la relation entre contrainte effective et déformation pour un matériau linéaire élastique. Pour le cas des déformations planes, on peut réécrire ces équations de la façon suivante :

$$\frac{\partial \sigma'_r}{\partial r} + \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\sigma'_r - \sigma'_\theta}{r} = 0 \quad (2.44)$$

$$\sigma'_r = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(- (1-\nu) \frac{\partial u_r}{\partial r} - \nu \frac{u_r}{r} \right) \quad (2.45)$$

$$\sigma'_\theta = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(- \nu \frac{\partial u_r}{\partial r} - (1-\nu) \frac{u_r}{r} \right) \quad (2.46)$$

Si on substitue les équations 2.45 et 2.46 dans l'équation 2.44, on obtient après simplification l'équation suivante :

$$\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \quad (2.47)$$

L'équation de Richards (1931), l'équation 2.5, peut être réécrite pour le cas d'un écoulement radial. Si z est constant et si on substitue dans cette équation $d\theta_w = -d\varepsilon_v = u/r + \partial u/\partial r$ (équations 2.24, 2.25 et 2.31), on obtient l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial r} \right) + \frac{K}{r\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \quad (2.48)$$

Où K est la conductivité hydraulique selon r . On remarque que les seules variables des équations 2.47 et 2.48 sont u_r et p , la composante radiale des déplacements et la pression interstitielle. Ensemble, ces deux équations forment un premier exemple de modèle u - p simple que l'on utilisera par la suite pour obtenir certaines solutions analytiques applicables aux essais de perméabilité in situ (chapitres 3 et 5).

On peut généraliser le développement précédent pour un système d'axes orthogonaux 3D. On obtient dans ce cas les équations matricielles suivantes :

$$\mathbf{L}^T (-\mathbf{D}_r \mathbf{L} \mathbf{u} + \mathbf{m} p) + \rho \mathbf{g} = 0 \quad (2.49)$$

$$\nabla \cdot \left(\frac{\mathbf{K}}{\gamma_w} (\nabla p + \rho_w \mathbf{g}) \right) - \mathbf{m}^T \mathbf{L} \frac{d\mathbf{u}}{dt} = 0 \quad (2.50)$$

Le système d'équations 2.49 assure l'équilibre statique. Il est basé sur les équations 2.17, 2.21, 2.28 et 2.33. L'équation 2.50 assure quant à elle la conservation du volume d'eau. Elle est basée sur les équations 2.2, 2.5, 2.28, 2.32. Les équations 2.49 et 2.50 sont analogues aux équations 2.47 et 2.48. Les variables des équations 2.49 et 2.50 sont encore une fois les composantes du

vecteur déplacement et la pression. Dépendamment de la géométrie (ex.: 1D déformations planes versus 3D), les systèmes matriciels 2.49 et 2.50 produisent de deux à quatre équations.

Le modèle $u-p$ des équations 2.49 et 2.50 ne représente pas la formulation la plus générale pour la modélisation des écoulements et des déformations dans les sols. On rencontre d'autres types de modèles qui incluent des variables ou des groupes de variables supplémentaires. Par exemple, la formulation $u-U-p$ est parfois utilisée pour modéliser la liquéfaction des sables (Jeremic et al., 2008). Dans ce cas, le groupe de variables supplémentaires (U) donne les déplacements de l'eau. Ceux-ci permettent de tenir compte des forces inertielles, c'est-à-dire de l'accélération de l'eau. Dans l'argile, ces forces sont négligeables et l'utilisation d'un modèle $u-p$ suffit.

Les modèles $u-p$ sont utilisés dans plusieurs domaines et depuis de nombreuses années (Biot, 1941). On recense par exemple les applications suivantes en géotechnique, en hydrogéologie et en sciences de la terre :

- Analyse du tassement sous les fondations et les remblais (Hwang et al., 1971);
- Étude du tassement suite au pompage de l'eau souterraine (Lewis & Schrefler, 1978);
- Modélisation des essais de pompage (Burbey et al., 2006a, b);
- Étude du tassement régional près des champs pétroliers (Lewis et al., 2003);
- Études du mouvement des fluides suite à un séisme (Gavrilenko, 2005).

Il est intéressant de noter que certaines applications sont modélisées à la fois avec des modèles $u-p$ et avec l'équation de Richards simplifiée. C'est le cas pour la simulation des tassements dus au captage des eaux souterraines. D'un côté, des modèles $u-p$ ont été utilisés par Lewis & Schrefler (1978) pour modéliser le tassement près de Venise, en Italie, et par Kihm et al. (2007) pour modéliser l'impact d'un pompage important en Corée. De l'autre, Shen & Xu (2011), Ortega-Guerrero et al. (1999) et Gambolati & Freeze (1973) ont utilisé des approches basées sur l'équation de Richards simplifiée pour prédire le tassement dû au pompage de l'eau souterraine à Shanghai, Mexico et Venise.

Dans certains cas, les modèles $u-p$ et l'équation de Richards simplifiée donnent des résultats équivalents. Par exemple, on obtient les mêmes résultats avec les deux types de modèles si on modélise un essai de consolidation 1D dans un œdomètre en supposant une relation contrainte-déformation linéaire élastique. Dans ce cas, des simulations réalisées avec SEEP/W, un code basé sur l'équation de Richards simplifiée pour l'écoulement saturé, et d'autres réalisées avec

SIGMA/W, une forme de modèle $u-p$, produiront des résultats identiques. Dans ce cas particulier, les contraintes totales sont constantes au cours des paliers de chargement et les déformations sont de type uniaxial. Les hypothèses de l'équation de Richards simplifiée sont donc respectées.

Plusieurs auteurs ont comparé les résultats des modèles $u-p$ et de l'équation de Richards simplifiée lorsque les hypothèses de cette dernière ne sont pas parfaitement respectées (Burbey et al., 2006b; Hsi et al., 1994; Lewis et al., 2003; Lewis et al., 1991). La figure 2-2 présente un exemple de comparaison pour le tassement d'un aquifère à Venise suite au captage de l'eau souterraine (Lewis et al., 2003). Les mêmes valeurs de m_v ont été utilisées pour les deux types de modèles. Avec l'équation de Richards simplifiée, le tassement est obtenu en intégrant verticalement la relation $m_v \Delta p dz$ pour l'aquifère, où Δp est la variation de la pression interstitielle par rapport aux conditions initiales. Avec le modèle $u-p$, le tassement est calculé à partir des vecteurs déplacements (\mathbf{u}). On remarque que les résultats pour le modèle $u-p$ dépendent de la valeur de ν (par le biais des équations 2.34 à 2.36) et que la différence entre les tassements prédits par les deux types de modèles n'est pas nécessairement négligeable.

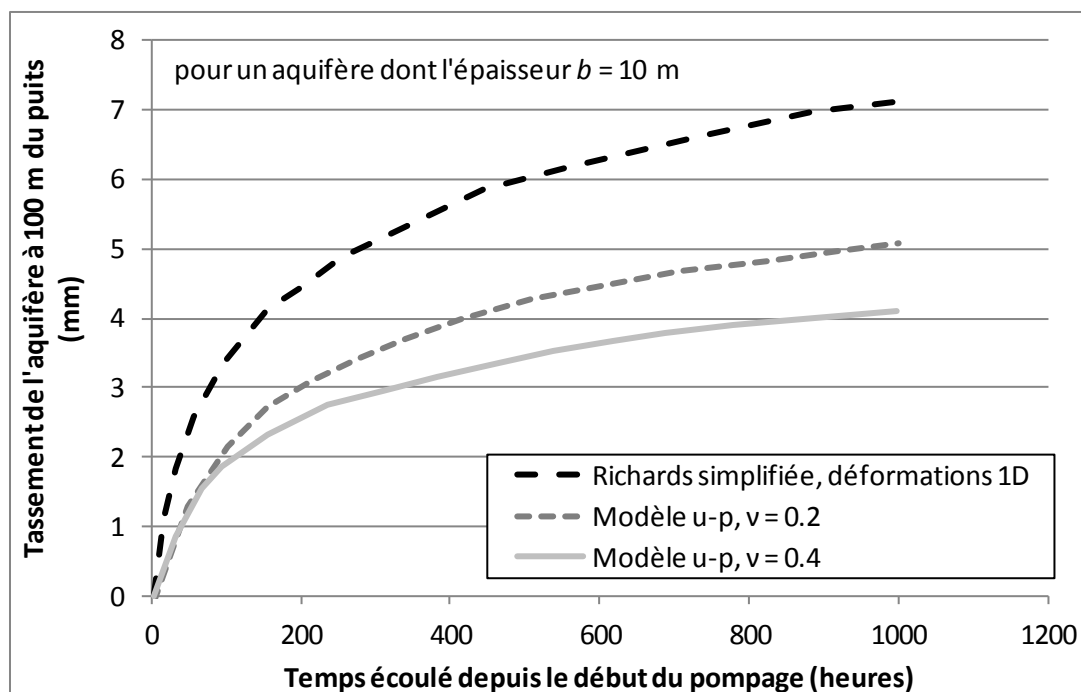


Figure 2-2 : Profil du sol suite à un pompage, cas de Venise (adapté de Lewis et al. 1991)

En hydraulique des puits, Burbey et al. (2006a, 2006b) ont montré certaines limites des équations 2.6 et 2.7 lors de l'interprétation d'un essai de pompage, un essai qui a plusieurs points en commun avec les essais de perméabilité in situ. Lors d'un essai de pompage dans une nappe captive au Nevada, ces auteurs ont constaté que les déformations horizontales et verticales de l'aquifère sont du même ordre de grandeur. Cette observation est en contradiction directe avec les hypothèses des équations 2.6 et 2.7. De plus, la distribution des déformations dans l'espace et dans le temps est complexe. On observe une zone où l'aquifère est en état de compression radiale à proximité du puits. Si on s'éloigne du puits, on observe plutôt une extension radiale.

La simulation d'essais de pompage à l'aide du modèle $u-p$ de Berg et al. (2011) a permis de constater que la valeur de m_v qui est calculée avec les méthodes d'interprétation classiques surestime la valeur réelle. Dans certains cas, l'erreur sur m_v peut atteindre 60 %.

L'écart entre les deux types de modèles n'est pas toujours aussi important que le laissent croire les exemples précédents. Cet écart dépend d'un grand nombre de facteurs (géométrie, présence de couches aux propriétés différentes, conditions aux frontières du modèle, etc.) et il n'y pas de méthode simple pour estimer a priori l'impact des hypothèses simplificatrices de l'équation de Richards simplifiée (Lewis et al., 1991). Un des objectifs de cette thèse est de vérifier l'influence des hypothèses de l'équation de Richards simplifiée sur la modélisation des essais de perméabilité in situ. La comparaison des résultats du modèle $u-p$ et de l'équation de Richards simplifiée occupera une part importante des trois prochains chapitres.

CHAPITRE 3 MÉTHODES D'INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ : ÉTAT DE L'ART

Dans la littérature géotechnique et hydrogéologique, la quantité d'information liée aux essais de perméabilité in situ est colossale. Quelques années avant la rédaction de cette thèse, Chapuis (2007a) recensait déjà 459 publications d'importance seulement sur les essais de perméabilité in situ. Si on élargit la revue de littérature aux autres types d'essais de perméabilité, par exemple aux essais de laboratoire, et à certains essais connexes, on dénombre rapidement plusieurs milliers de publications pertinentes. Il n'est évidemment pas souhaitable, du moins dans le cadre d'une thèse de doctorat, d'écrire une revue de littérature qui couvre l'ensemble de ces publications. Il faut toutefois être conscient de la quantité d'information disponible afin d'éviter de reproduire la propension de certains chercheurs à réinventer la roue (Chapuis & Chenaf, 2010).

Pour limiter la quantité d'information à présenter, nous concentrerons nos efforts sur les publications dont la contribution est nécessaire à la compréhension et à l'évaluation de la thèse, en incluant bien sûr les publications qui pourraient contredire nos conclusions. On laissera de côté plusieurs sujets intéressants qui sont liés à la réalisation et à l'interprétation des essais de perméabilité réalisés dans les aquitards, mais qui n'ont pas pu être étudiés dans le cadre de cette thèse. Par exemple, la mesure de la perméabilité des argiles en surface à l'aide d'infiltromètre ne sera pas abordée (Day & Daniel, 1985; Cazaux, 1998).

Ce chapitre débute avec une introduction aux différents types d'essai de perméabilité utilisés dans les travaux de cette thèse (in situ et de laboratoire) et aux principes fondamentaux qui sont communs à tous les types d'essais et à toutes les méthodes d'interprétation. Ensuite, les deux grandes familles de méthodes d'interprétation applicables aux essais in situ sont décrites : les méthodes classiques qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide, et les méthodes qui tiennent compte des déformations en supposant un modèle constitutif linéaire-élastique et des contraintes totales constantes. Les résultats obtenus avec ces deux familles de méthodes sont comparés. Dans la dernière section du chapitre, nous survolons la littérature géotechnique portant sur les phénomènes d'expansion de cavité dans l'argile. Bien que ces phénomènes ne soient généralement pas traités dans le contexte des essais de perméabilité, le modèle $u-p$ qui sera développé aux chapitres 4 et 5 montrera qu'ils peuvent influencer le déroulement des essais de

perméabilité et qu'on peut facilement modifier les méthodes d'interprétation actuelles pour tenir compte de l'expansion de la cavité qui contient le massif filtrant.

3.1 Types d'essais de perméabilité

Les différents types d'essai de perméabilité et les méthodes d'interprétation qui les encadrent sont basés sur les mêmes principes. La figure 3-1 montre un modèle conceptuel qui illustre leur fonctionnement. Ce modèle s'applique aussi bien aux essais in situ qu'aux essais de laboratoire.

Les différents types d'essais de perméabilité se distinguent surtout par la géométrie des spécimens ou des volumes de sol testés, et par la nature des sollicitations qui sont appliquées durant les essais. Les méthodes d'interprétation diffèrent d'une part selon l'équation ou la série d'équations différentielles qui est utilisée pour modéliser l'écoulement, et d'autre part selon la procédure graphique ou numérique qui permet de faire le lien entre les sollicitations, Q et K . Dans cette section, on met l'accent sur les types d'essais utilisés pour le volet expérimental de la thèse. Les méthodes d'interprétation seront considérées aux sections 3.2 à 3.4.

Au chapitre 9, deux essais classiques de laboratoire seront utilisés comme point de comparaison pour les différents essais in situ : l'essai de perméabilité triaxial et l'essai de perméabilité à niveau variable en cellule œdométrique (figure 3-2). Pour ces deux essais, les liens entre les concepts de la figure 3-1 et les détails de la mise en application sont relativement simples.

Les essais œdométriques et triaxiaux utilisent des spécimens cylindriques. Les parois latérales des cylindres correspondent à des frontières imperméables. On fixe les charges aux extrémités. Dans les deux cas, les sollicitations hydrauliques sont appliquées avec des burettes. Au début des essais on augmente la charge amont puis on observe le retour vers la charge initiale. Les essais œdométriques et triaxiaux sont des essais à niveau variable : la charge amont (l'amplitude de la sollicitation hydraulique) diminue au cours de l'essai en fonction de l'intégrale du débit.

Même si les principes à la base des essais de perméabilité sur œdomètre et en cellule triaxiale sont les mêmes, ces essais diffèrent sur plusieurs points. Tout d'abord, le confinement latéral du spécimen est différent. Pour les essais œdométriques, le spécimen est confiné dans un anneau d'acier qui empêche les déformations latérales. Pour les essais triaxiaux, le spécimen est placé

dans une membrane souple qui permet les déformations latérales, et il est soumis à une contrainte cellulaire isotrope.

Deuxièmement, les spécimens ont une taille et un volume différents. Pour les essais œdométriques, les spécimens ont une hauteur de 20 mm alors que pour les essais triaxiaux, la hauteur est d'environ 80 mm.

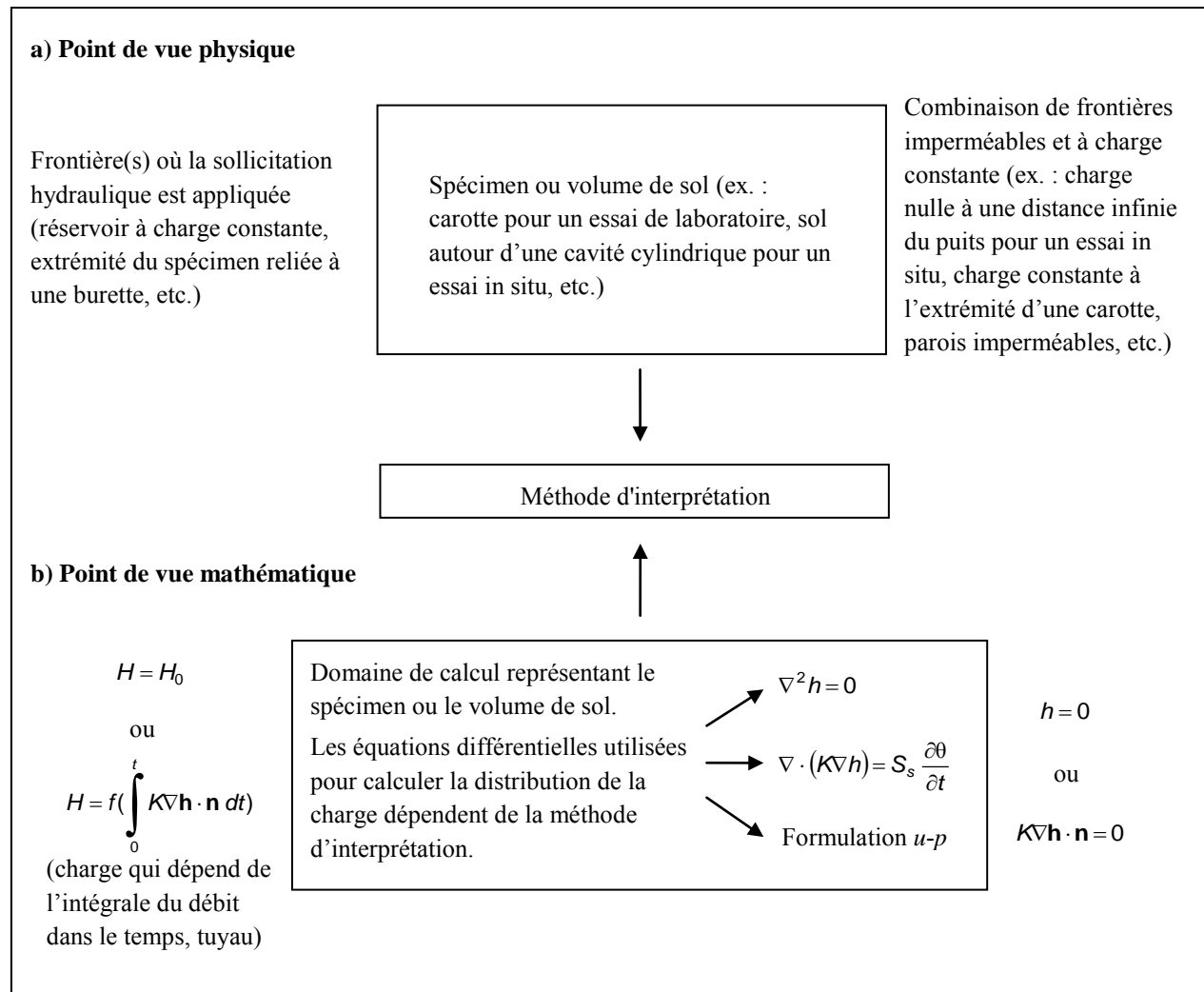


Figure 3-1 : Principes à la base des essais de perméabilité et de leur interprétation.

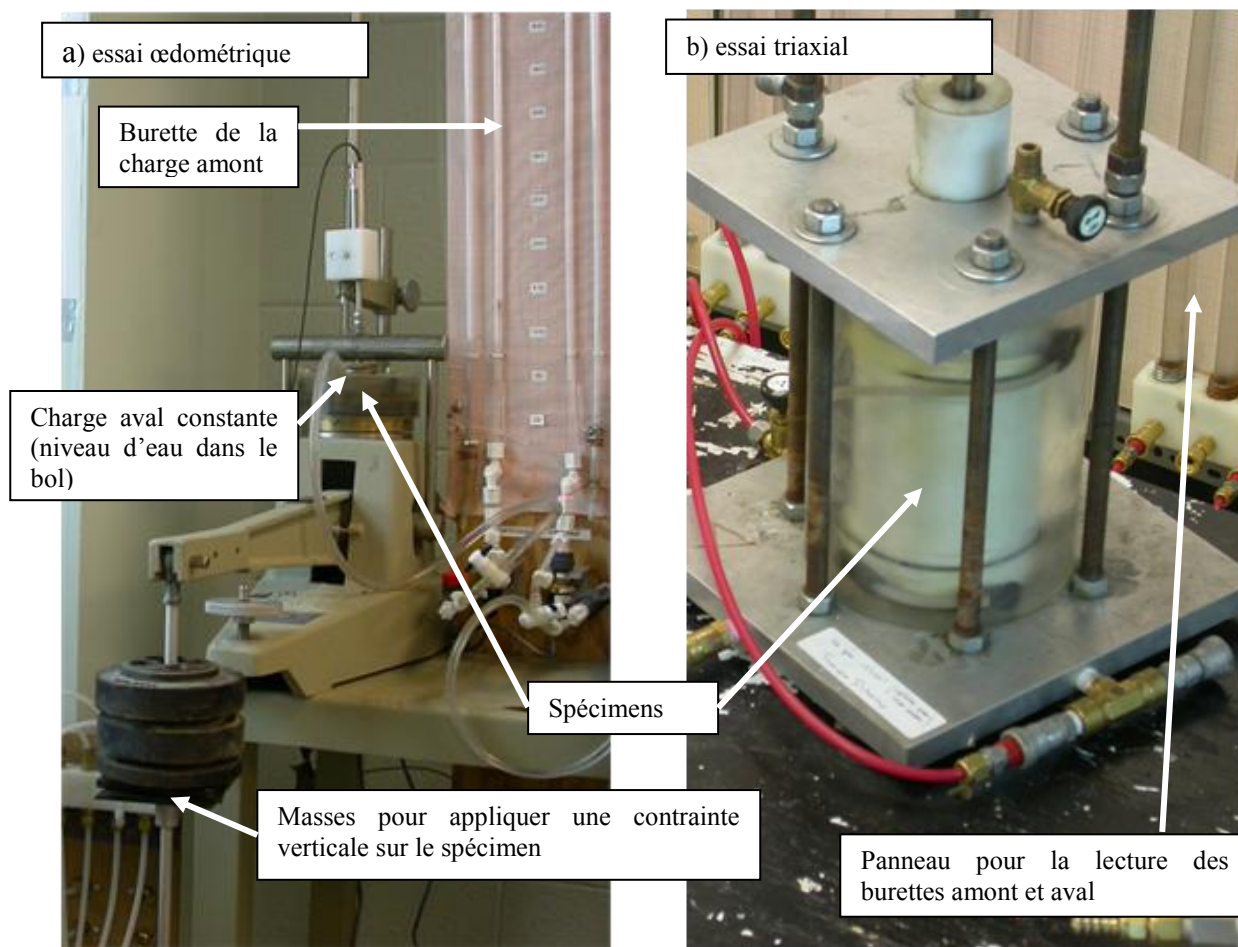


Figure 3-2 : Montage des essais de perméabilité œdométrique et triaxial.

Troisièmement, pour l'essai œdométrique, la charge hydraulique aval est fixée par le niveau d'eau du bol dans lequel repose le spécimen (figure 3-2a). Pour l'essai triaxial, la sollicitation est appliquée simultanément aux deux extrémités de l'échantillon. La charge aval augmente au cours de l'essai. L'utilisation de burettes aux deux extrémités du spécimen mène à l'avantage principal de l'essai triaxial : on peut comparer les volumes d'eau qui entrent et qui sortent du spécimen de manière à détecter une fuite ou un changement de volume du spécimen.

Le principal avantage des essais de perméabilité sur œdomètre est de permettre la mesure de K pour différentes valeurs de e en consolidant l'argile. On peut aussi appliquer des contraintes effectives élevées avec l'essai triaxial mais la quantification des déformations est plus difficile.

Les essais in situ à niveau variable, présentés en introduction (figure 1-1), ressemblent aux essais œdométriques en ce sens que le tuyau du puits d'observation agit comme une burette reliée à un spécimen. Au début de l'essai, le niveau d'eau dans le puits est changé (abaissé ou élevé). Au cours de l'essai, on enregistre le retour au niveau d'eau initial avec une sonde électrique ou un capteur de pression. La valeur de K dépend alors de la rapidité du retour à la charge initiale et de la géométrie de la zone de sol filtre à la base du puits d'observation. Pour les essais à charge constante, le niveau d'eau dans le puits est souvent maintenu constant à l'aide d'une bouteille de Mariotte. La valeur de K est alors calculée à partir du débit, de la différence de charge (la sollicitation appliquée) et de la géométrie de la zone de sol filtre.

Selon le type d'appareil ou de piézomètre qui est utilisé, les essais de perméabilité in situ prennent différents noms. Par exemple, on peut parler d'essais en piézomètre battu (Leroueil et al., 1992), d'essais au perméamètre BAT (Torstensson, 1984), d'essais au perméamètre autoforeur (Leroueil et al., 1988; Tavenas et al., 1990), d'essais Lefranc, etc. D'un point de vue mathématique - ou plutôt du point de vue de la modélisation - ces essais sont semblables et leurs méthodes d'interprétation sont souvent interchangeables. On doit toutefois être prudent lorsque l'on compare les résultats obtenus avec les différents types d'essais in situ. Les méthodes d'interprétation des différents essais peuvent se ressembler, mais il n'est pas rare que l'aspect pratique de la réalisation des essais conduise à des valeurs de K qui sont fausses. Les sources d'erreurs sont nombreuses (Olson & Daniel, 1981). Par exemple, on sait que les essais de perméabilité réalisés dans l'argile avec des piézomètres battus mènent à une sous-estimation systématique de K (Leroueil et al., 1988; Leroueil et al., 1992).

La figure 3-3 montre l'appareil utilisé dans le cadre de la thèse pour la réalisation des essais de choc hydraulique. Au départ, l'appareil est descendu dans le tuyau d'un puits d'observation et l'obturateur est gonflé. Ensuite, une certaine longueur de tige est poussée dans la cavité. L'insertion de la tige induit une surpression dans la zone de sol filtre. La dissipation de cette surpression est ensuite enregistrée avec le capteur de pression fixé sous l'obturateur. La courbe de dissipation de la pression est utilisée, avec le volume de tige inséré, pour calculer K . Un exemple de profil de la pression dans la cavité au cours d'un essai réussi est présenté à la figure 3-4.

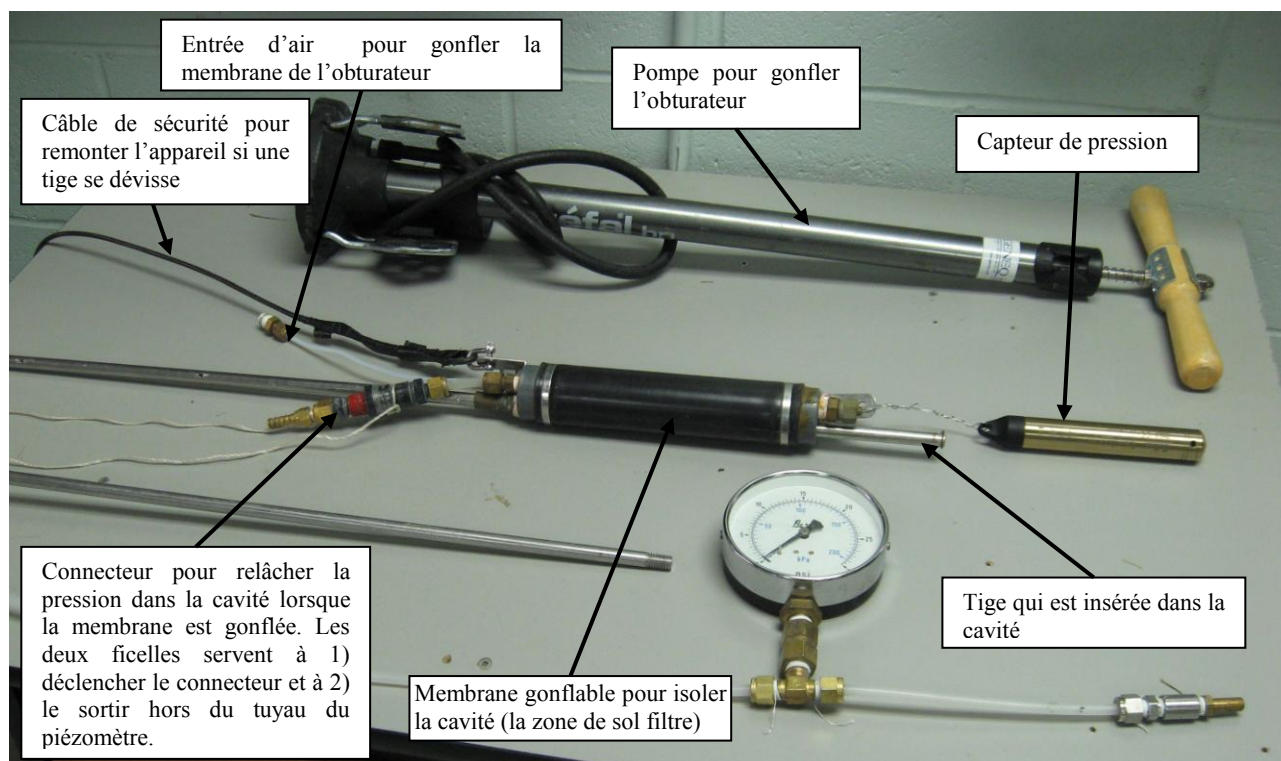


Figure 3-3 : Appareil utilisé pour la réalisation des essais de choc hydraulique de cette thèse.

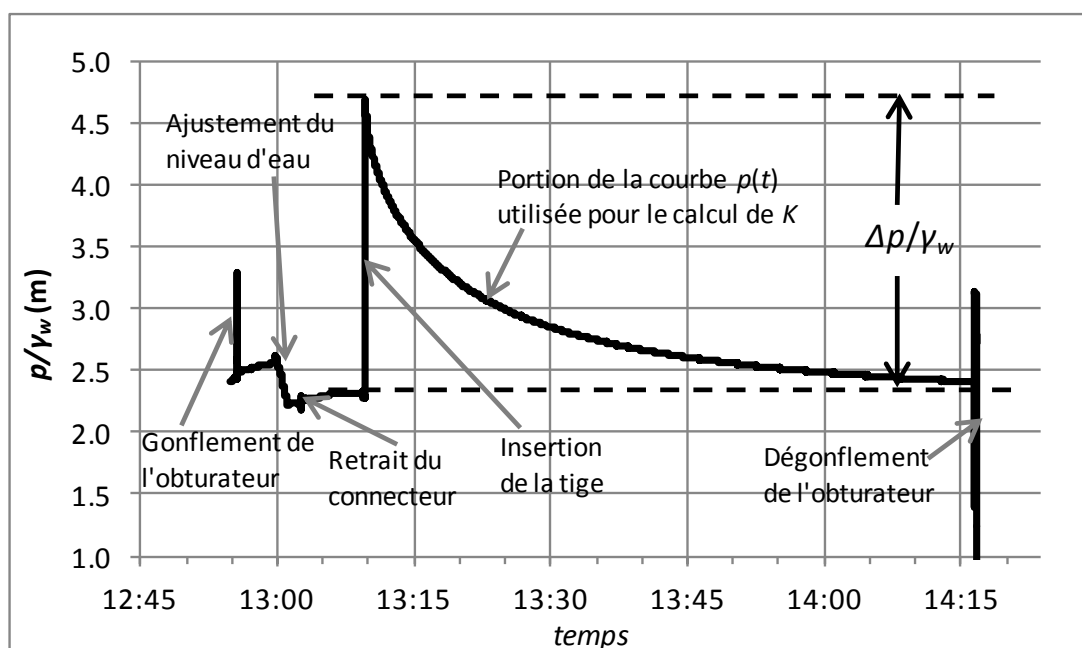


Figure 3-4 : Résultats bruts d'un essai de choc hydraulique.

Forage du site 8, centre de la couche d'argile, essai du 17 novembre 2010.

L'appareil présenté à la figure 3-3 n'est pas le seul type d'instrument utilisé pour la génération de choc hydraulique. Butler (1998) montre un autre exemple d'appareil pour lequel on change le niveau d'eau dans un tube fixé à un obturateur (figure 3-5a). Après, une valve est fermée à distance de manière à isoler la cavité sous l'obturateur. Dennehy & Davis (1981) ont utilisé un montage semblable à celui de Butler (1998). Toutefois, dans leur cas, la cavité est pressurisée par une pompe à piston avant la fermeture de la valve. Thorne & Spane (1985) proposent quant à eux un montage et une méthodologie qui permettent de réaliser des essais de choc hydraulique en dépression, des essais qui sont démarrés en réduisant la charge hydraulique de la cavité au lieu de l'augmenter.

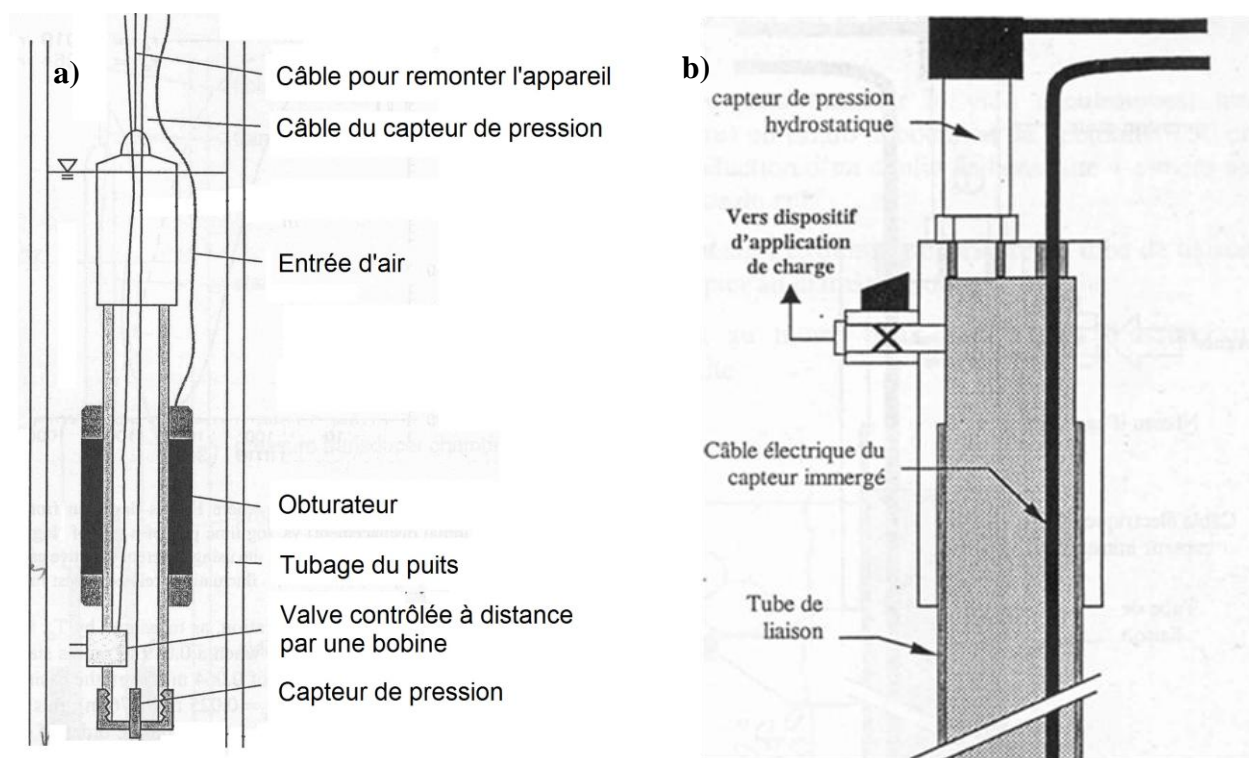


Figure 3-5 : Autres appareils utilisés pour la réalisation des essais de choc hydraulique.

a) Montage suggéré par Butler (1998), b) Dispositif G2DC de Cazaux (1998).

Cazaux (1998) décrit plusieurs montages qui ont été utilisés en France pour réaliser des essais de choc hydraulique en surface (moins de 1 m de profondeur, dispositif PRECI) et en profondeur dans des puits d'observation. Dans ses travaux, Cazaux (1998) utilise le dispositif G2CD (figure

3-5b). Celui-ci peut être fixé en tête de puits. Il permet l'utilisation simultanée de deux capteurs de pression pour évaluer la charge hydraulique : un premier en surface et un deuxième au niveau du massif filtrant. L'alimentation en eau est munie d'une valve qui permet d'isoler le puits pour l'essai. Le dispositif est aussi équipé d'une seringue qui permet d'injecter un volume d'eau prédéterminé dans le puits d'observation dans le but d'évaluer la compressibilité du système de mesure. Ce n'est pas le cas avec l'appareil de Butler (1998).

En hydrogéologie, les essais de choc hydraulique sont utilisés depuis le début des années 1980 (Bredehoeft & Papadopoulos, 1980). Un essai semblable est toutefois employé dans le domaine du pétrole depuis les années 1920 : l'essai aux tiges (en anglais : *drill-stem test* ou DST) (Bredehoeft, 1965; Butler, 1998; Karasaki, 1990). Il diffère de l'essai de choc hydraulique de par l'emploi de deux phases : une première avec un niveau variable dans le train de tige et une deuxième où on enregistre la pression dans la cavité isolée par un obturateur. Les très grandes différences de charges (supérieures à 100m) utilisées pour cet essai nécessitent des méthodes d'interprétation distinctes de celles qui sont utilisées en hydrogéologie avec les essais de perméabilité in situ.

Récemment, l'observation de phénomènes d'osmose dans certains matériaux argileux a ravivé l'intérêt porté à l'essai de choc hydraulique (Garavito et al., 2007; Gonçalves, 2008; Neuzil, 2000). L'osmose induit des écoulements et des gradients de pression dans les matériaux argileux soumis à des gradients de salinité. L'essai de choc hydraulique peut facilement être adapté pour générer des chocs chimiques, soit des changements brusques de la chimie de l'eau, qui permettent d'induire des augmentations de la pression interstitielle dans les matériaux argileux.

3.2 Méthodes d'interprétations – squelette granulaire parfaitement rigide

Les essais de perméabilité in situ et de laboratoire sont utilisés dans plusieurs domaines d'études distincts, notamment en géologie, en hydrogéologie, en génie civil et en génie agricole. Leur caractère multidisciplinaire a mené à une compartimentation des méthodes d'analyses. Cette compartimentation se reflète dans la langue anglaise par l'utilisation des termes *slug test* en hydrogéologie, et *variable-head permeability test* en génie civil, pour désigner essentiellement les

mêmes essais in situ à niveau variable, avec la même géométrie, mais interprétés à l'aide de méthodes différentes. Au Québec, on utilise davantage les méthodes d'interprétation du deuxième groupe. Ces méthodes sont basées sur une hypothèse de squelette granulaire complètement rigide. Par conséquent, on utilise l'équation 2.10 – pas nécessairement de façon explicite – pour obtenir le réseau d'écoulement qui permet d'interpréter l'essai. On utilise aussi cette hypothèse pour interpréter la plupart des essais de perméabilité réalisés au laboratoire, notamment les essais triaxiaux et œdométriques (figure 3-2) qui sont utilisés comme points de référence dans cette thèse. L'hypothèse d'un squelette granulaire parfaitement rigide revient à supposer que le réseau d'écoulement correspond à tout moment à celui qu'on obtiendrait pour les mêmes conditions aux frontières, mais en régime permanent. C'est-à-dire que la dérivée par rapport au temps des équations 2.6 et 2.7 est nulle. C'est ce type de méthode qui sera décrit dans cette section.

On doit mentionner au passage que les pionniers des essais de perméabilité in situ à niveau variable, ceux qui ont développé ce genre d'essai, ont surtout utilisé des méthodes qui supposent un squelette granulaire rigide. Dans la littérature francophone, les essais de perméabilité in situ font leur apparition avec les travaux de Lefranc (1936; 1937). Dans la littérature anglophone, c'est Frevert & Kirkham (1948) et Kirkham (1945) qui développent les premiers un essai de perméabilité en bout de tubage et qui obtiennent les coefficients de forme appropriés. On retrouve aussi un exemple précoce d'essai de perméabilité dans un trou à la tarière dans la littérature hollandaise (Hooghoudt, 1936, cité par Frevert & Kirkham, 1948).

Bien qu'elle soit prévue pour l'interprétation des essais de type Lefranc – un essai réalisé dans une lanterne de sable ou de gravier mise en place au bout d'un tubage battu – la norme 2501-135 (CAN/BNQ, 2008) donne le protocole d'interprétation qui prévaut pour les essais réalisés dans les piézomètres au Québec. Selon cette norme, les essais à charge constante doivent être interprétés avec l'équation 3.1 :

$$Q = cKH \quad (3.1)$$

où Q est le débit, H est la charge estimée (la différence entre la charge dans le puits d'observation et celle du sol) et c est un coefficient de forme qui provient de la résolution de l'équation de Laplace (équation 2.10) pour des conditions aux frontières qui dépendent de la géométrie du puits

d'observation ou de l'appareil utilisé pour faire l'essai. L'équation 3.1 est présentée et démontrée par Lefranc (1937) et Hvorslev (1951).

3.2.1 Méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005)

Au Québec, les essais à niveau variable sont interprétés à l'aide d'une combinaison des méthodes du graphique des vitesses (Chapuis et al., 1981) et de Hvorslev (1951).

Le principal avantage de la méthode du graphique des vitesses est qu'elle ne demande pas d'hypothèse quant au niveau piézométrique local. Il n'est pas nécessaire de connaître la charge hydraulique dans le sol pour interpréter les résultats. Cet avantage n'est pas négligeable. L'analyse statistique de plusieurs centaines d'essais de perméabilité par Chapuis (2001) a montré que dans près de 35 % des cas, l'erreur d'estimation du niveau piézométrique est supérieure à $H(t=0)$, la différence de charge initiale réelle. Le même auteur montre que dans 38 % des cas, les erreurs de niveau piézométrique mènent à un facteur d'erreur sur K supérieur à 2.

La méthode du graphique des vitesses a d'autres avantages importants. Entre autres, elle permet de détecter certains problèmes liés à la mauvaise installation des piézomètres (Chapuis & Sabourin, 1989). Comme on le démontre dans cette thèse, la méthode du graphique des vitesses met aussi en évidence l'effet de la déformation du sol au début des essais de perméabilité, et la nature des variations saisonnières de la charge dans les aquitards.

Les méthodes du graphique des vitesses et de Hvorslev (1951) sont basées sur une application du principe de conservation du volume d'eau. On compare le débit qui s'écoule du puits d'observation vers le sol (équation 3.1) et le changement de volume d'eau stocké dans le tube du puits d'observation. On obtient alors l'équation suivante :

$$S_{inj} \frac{dH}{dt} = -cKH \quad (3.2)$$

où S_{inj} est la section du tube du piézomètre ($\pi d^2/4$) et t est le temps écoulé depuis le début de l'essai. Si on remplace la dérivée temporelle de la charge dans l'équation 3.2 par une différence finie équivalente, et si on soustrait de H une correction H_0 qui représente l'erreur systématique sur l'estimation de la charge, on obtient l'équation suivante :

$$-\frac{S_{inj}}{cK} \frac{\Delta H}{\Delta t} + H_0 = H_m \quad (3.3)$$

où H_m est la moyenne des différences de charge H_i et H_{i+1} qui sont utilisées pour calculer la valeur de ΔH . L'équation 3.3 indique qu'un graphe de H_m en fonction de $\Delta H/\Delta t$ devrait produire une droite. La pente d'un tel graphe permet de trouver la valeur de K alors que l'ordonnée à l'origine permet d'obtenir H_0 . C'est la méthode du graphique des vitesses.

On obtient l'équation à la base de la méthode de Hvorslev en supposant que l'erreur piézométrique H_0 est nulle et en intégrant l'équation 3.2 par rapport à H et t . Pour une charge initiale estimée de $H(t=0)$, la pente d'un graphe de $\ln(H(t=0)/H)$ en fonction de t permet de calculer la conductivité hydraulique du sol.

$$\ln\left(\frac{H(t=0)}{H}\right) = \frac{cK}{S_{inj}} t \quad (3.4)$$

La méthode de Hvorslev peut être modifiée de manière à tenir compte d'une erreur piézométrique. Dans un premier temps, on peut utiliser la valeur de H_0 du graphique des vitesses pour obtenir les différences de charge corrigées ($H_r = H - H_0$). Le graphique de la méthode de Hvorslev est ensuite tracé à partir des valeurs de H_r . On peut aussi intégrer directement l'équation 3.2 en remplaçant H par la charge corrigée ($H-H_0$). La valeur de H représente alors la charge apparente, celle qui est estimée à partir de la différence entre le niveau d'eau au temps t pendant l'essai et le niveau statique initial. L'intégration permet d'obtenir l'équation qui est à la base de la méthode de Chiasson (2005) (équation 3.5).

$$H(t) = H(t=0)e^{\frac{-cK}{S_{inj}}t} + H_0 \quad (3.5)$$

On trouve les valeurs de $H(t=0)$, de H_0 et de $a = cK/S_{inj}$ en minimisant la somme du carré des écarts entre les charges expérimentales estimées et les charges qui sont calculées avec l'équation 3.5. L'utilisation de la méthode de Chiasson (2005) pour corriger les valeurs de charge est préférable lorsque la précision sur les valeurs de H est faible. Il est alors difficile de calculer suffisamment de vitesses précises pour générer un graphe des vitesses avec plusieurs points.

Certains auteurs utilisent directement la méthode de Hvorslev sans passer par le graphique des vitesses ou par l'équation de Chiasson (2005). Dans ce cas, quand le graphique de $\ln(H)$ vs t présente une courbure, Butler (1996) recommande d'utiliser la portion du graphe qui correspond à un rapport $H/H(t=0)$ entre 0.15 et 0.25. Selon notre expérience, pour les essais réalisés dans des matériaux rigides, l'application d'une correction H_0 obtenue à partir du graphique des vitesses ou par l'utilisation de la méthode de Chiasson (2005) permet bien souvent d'éliminer la courbure des graphes de $\ln(H(t=0)/H)$ en fonction de t . Ce n'est pas le cas pour les essais réalisés dans l'argile.

Notons finalement qu'une variante de la méthode du graphique des vitesses en rencontrée dans les travaux de Rat et al. (1970) et Schneebeli (1966).

3.2.2 Méthode de Chapuis & Cazaux (2002)

Une méthode qui suppose un squelette granulaire parfaitement rigide a été développée pour l'essai de choc hydraulique par Chapuis & Cazaux (2002). Lorsqu'un volume donné de tige (ΔV_{tige}) est inséré à l'intérieur de la cavité, la pression à l'intérieur de celle-ci augmente d'un incrément Δp . On suppose que cette augmentation de la pression induit une expansion de la cavité à la base du piézomètre ($\Delta V_{\text{cavité}}$), une compression du volume d'eau contenu à l'intérieur de la cavité (ΔV_{eau}) et une diminution du volume du système de mesures ($\Delta V_{\text{système}}$). Ces changements de volume viennent compenser le volume de tige inséré ($\Delta V_{\text{tige}} = \Delta V_{\text{système}} + \Delta V_{\text{eau}} + \Delta V_{\text{cavité}}$). Par système de mesures, on entend le capteur de pression, la crépine, l'obturateur, etc. On suppose ensuite que la relation entre les changements de volume et la pression est linéaire et élastique, c'est-à-dire que les changements de volume $\Delta V_{\text{cavité}}$, $\Delta V_{\text{système}}$, et ΔV_{eau} , s'annulent si la pression revient à sa valeur initiale. On peut alors calculer un diamètre équivalent de tuyau de piézomètre, un diamètre virtuel (d_e), qui relie le changement de volume d'eau stocké ΔV_{tige} à la variation de pression Δp :

$$d_e = 2 \sqrt{\frac{\gamma_w}{\pi} \frac{\Delta V_{\text{tige}}}{\Delta p}} \quad (3.6)$$

Le diamètre équivalent permet de traiter les essais de choc hydraulique comme s'il s'agissait d'essais à niveau variable. On utilise d_e pour calculer S_{inj} , puis on applique les méthodes de Chiasson (2005) ou du graphique des vitesses pour calculer K et h_0 . Le coefficient de forme est

donné par la géométrie de la zone de sol filtre et par les mêmes définitions que les essais à niveau variable. Ces définitions seront présentées à la section 3.2.3.

Lorsqu'elle est utilisée pour interpréter des résultats d'essais réalisés dans des argiles rigides, par exemple celles que l'on retrouve en Europe, la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) donne de bons résultats, et ce même si les graphiques des vitesses ne sont généralement pas linéaires (Robert P. Chapuis, communication personnelle, février 2012). Les tentatives d'utilisation de cette méthode dans les argiles Champlain ont jusqu'à maintenant été infructueuses (Beaulieu, 2006). Les résultats de cette dernière ont permis d'observer que pour les essais de choc hydraulique réalisés dans les argiles de Champlain, les surpressions sont dissipées plus rapidement que ne le prévoit la théorie. Beaulieu (2006) a interprété cette dissipation rapide comme étant causée par une expansion permanente de la cavité liée à une déformation différée de l'argile (consolidation) et possiblement à un endommagement de l'argile pendant l'installation des puits en raison de l'utilisation de méthodes de forage destructives inappropriées. Notons que dans les argiles molles, la composante du changement de volume $\Delta V_{\text{cavité}}$ est plus importante que $\Delta V_{\text{système}}$ et ΔV_{eau} .

3.2.3 Coefficients de forme

On constate que l'utilisation d'un coefficient de forme c est commune à toutes les méthodes qui ont été présentées jusqu'ici dans ce chapitre. Il existe une grande variété d'équations qui permettent de donner une valeur à la constante c . Ces équations sont adaptées à différentes géométries de zone filtre et à différentes conditions aux frontières (fond de la zone filtre perméable ou imperméable, présence de frontières imperméables et de recharge, etc.).

Lorsque le massif filtrant pénètre complètement un aquifère, l'écoulement est radial. On utilise alors une définition du coefficient de forme (équation 3.7) basée sur l'équation de Thiem (1906), une équation qui décrit la relation entre le débit et la charge dans une nappe captive quand un régime permanent est atteint autour d'un puits totalement pénétrant :

$$c = \frac{2\pi L}{\ln(2R/D)} \quad (3.7)$$

Dans cette équation, L est la longueur du massif filtrant et l'épaisseur de l'aquifère et D est le diamètre du forage ou du massif filtrant. Pour utiliser cette définition du coefficient de forme, on doit supposer un rayon d'influence R . Chapuis (1998) suggère d'utiliser $\ln(2R/D) = 5$. Cette recommandation est pratiquement équivalente au rapport $2R/D = 200$ qui est proposé par le *Naval Facilities Engineering Command* (Navfac, 1974).

Pour un essai de perméabilité réalisé dans un milieu homogène, isotrope et infini, avec un piézomètre doté d'une zone de sol filtre cylindrique dont le fond est perméable (ex.: figure 4-1), on utilise dans la plupart des cas l'approximation dite de l'ellipsoïde :

$$\frac{c}{D} = \frac{2\pi L / D}{\ln \left(\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D} \right)^2} \right)} \quad (3.8)$$

où L et D sont respectivement la longueur et le diamètre de la zone de sol filtre. Quand le rapport L/D est grand, l'argument du logarithme au dénominateur tend vers $2L/D$ et l'équation 3.8 devient équivalente à l'équation 3.7 si on pose $R = L$.

L'approximation de l'ellipsoïde a été popularisée par Hvorslev (1951). Elle tire son origine des travaux de Dachler (1936). On l'obtient à partir de la solution analytique du réseau d'écoulement autour d'une cavité ayant la forme d'un sphéroïde dont la distance focale du grand axe est de $L/2$. Le développement mathématique menant à l'approximation de l'ellipsoïde est présenté en détail par Cassan (1980).

On peut vouloir calculer le coefficient de forme pour un puits qui pénètre partiellement un sol dont la conductivité hydraulique présente une anisotropie. Le facteur r_K est le rapport entre les valeurs de K dans le plan horizontal et selon l'axe vertical ($r_K = K_h/K_v$). Dans ce cas, Hvorslev (1951) démontre que le coefficient de forme c_{rk} prend la valeur suivante :

$$\frac{c_{rk}}{D} = \frac{2\pi L / D}{\ln \left(\sqrt{r_K} \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\sqrt{r_K} \frac{L}{D} \right)^2} \right)} \quad (3.9)$$

Avec le coefficient de forme c_{rk} , on doit utiliser la valeur de K_h dans l'équation 3.1.

Certains auteurs ont suggéré d'autres sphéroïdes. Par exemple, au lieu d'utiliser une distance focale à priori arbitraire de $L/2$, Wilkinson (1968) propose l'utilisation d'un sphéroïde dont le volume est approximativement égal au volume de la zone filtre cylindrique. Sa définition du coefficient de forme est obtenue en multipliant le rapport L/D dans l'équation 3.8 par un facteur $3/2$.

Pour les géométries de piézomètres ou de perméamètres avec lesquelles on peut supposer que le fond de la zone de sol filtre est perméable, on peut utiliser les équations 3.8 et 3.9 lorsque le rapport L/D de la zone filtre est supérieur à 1 (Chapuis, 1989).

Lorsque le rapport L/D est suffisamment grand, l'approximation de l'ellipsoïde peut aussi être utilisée pour les essais où le fond de la zone de sol filtre, du forage ou du perméamètre n'est pas perméable, par exemple, pour le perméamètre autoforeur de Tavenas et al. (1990) et pour la géométrie de la figure 4-2. En se basant sur le principe de superposition qui s'applique à l'équation de Laplace, Chapuis (1989) a suggéré de corriger les valeurs de c obtenues à partir de l'équation 3.8 en leur soustrayant la valeur de c qui s'applique aux essais en bout de tubage ($c = 2.75D$).

Depuis la fin des années 60, plusieurs auteurs ont tenté de calculer c avec plus de précision en se basant sur des simulations par les méthodes des éléments finis et des différences finies (Al-Dhahir & Morgenstern, 1969; Diène, 1989; Tavenas et al., 1990; Lafhaj & Shahrour, 2000; Ratnam et al., 2001; Duhaime & Chapuis, 2009) et sur des solutions semi-analytiques (Dougherty & Babu, 1984; Mathias & Butler, 2007; Zlotnik et al., 2010; Silvestri et al., 2011). Pour des rapports L/D supérieurs à 4, ces auteurs obtiennent tous des coefficients de forme supérieurs à ceux qui sont donnés par l'approximation de Hvorslev (1951) et inférieurs à ceux de l'ellipsoïde de Wilkinson (1968) (figure 3-6). L'écart entre les valeurs de c obtenues avec l'équation 3.8 et la méthode des éléments finis est toutefois inférieur à 15%. Les résultats de la figure 3-6 indiquent aussi que les valeurs de c sont indépendantes de l'hypothèse sur la perméabilité du fond du piézomètre quand le rapport L/D est supérieur à 4 (Duhaime & Chapuis, 2009; Ratnam et al., 2001). Ces constatations sont en accord avec la plupart des vérifications de l'équation 3.8 qui ont été faites avec des analogues électriques avant l'ère numérique (Brand & Premchitt, 1980; Smiles & Youngs, 1965).

Il faut être prudent avec l'utilisation de coefficients de forme provenant de modèles numériques. Chapuis (1989) souligne entre autres qu'il faut utiliser un domaine de calcul suffisamment grand pour éviter que les coefficients de forme soient surestimés en raison de la présence de frontières de recharge aux limites du trop petit domaine de calcul.

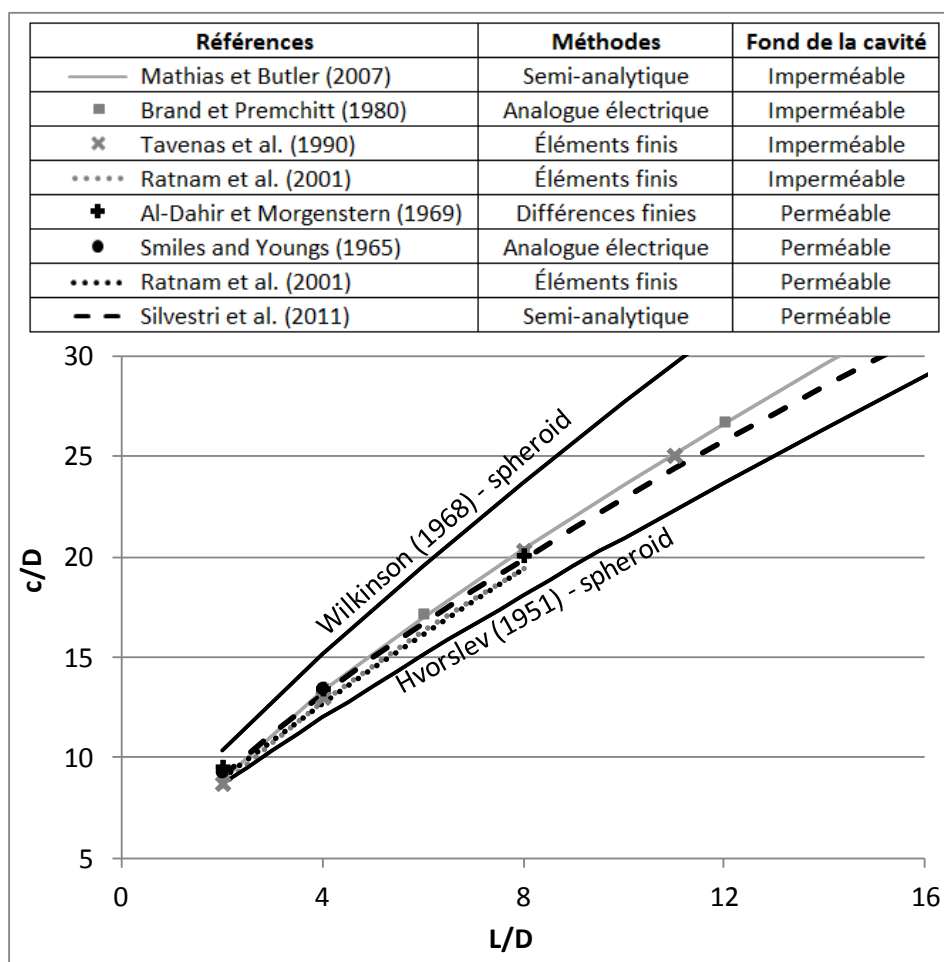


Figure 3-6 : Comparaison des valeurs de c tirées de l'équation 3.8 et de la littérature.

Même si beaucoup de travail a été fait sur le sujet des coefficients de forme, plusieurs problèmes intéressants demeurent non résolus. L'exécution d'essais dans une nappe libre à proximité de la surface de la nappe est un de ces problèmes. Chapuis et al. (2006) ont montré qu'il est possible d'utiliser l'équation 3.8 sans commettre une erreur importante quand la crépine est relativement loin (2 ou 3 fois la longueur de la crépine) de la surface de la nappe. La méthode de Bouwer &

Rice (1976) est censée permettre de calculer des coefficients de forme pour les essais en nappe libre, mais on sait que cette solution est fautive lorsque la crépine est près de la surface de la nappe. Dans leur modèle analogue, ces auteurs supposent que la surface de la nappe correspond à une équipotentielle (Brown et al., 1995; Chapuis, 2009a). Dans cet ordre d'idée, les simulations numériques de Chapuis et al. (2006) montrent que lorsqu'on approche la crépine de la nappe, le coefficient de forme calculé numériquement avec le logiciel SEEP en utilisant une fonction $K(p)$ pour modéliser l'écoulement non saturé diminue alors que celui de la méthode de Bouwer & Rice (1976) augmente.

3.2.4 Interprétation des essais de laboratoire

Les méthodes d'interprétation applicables aux essais de perméabilité en laboratoire ont beaucoup en commun avec les méthodes qui ont été présentées dans les sections précédentes. En effet, l'interprétation des essais de laboratoire est presque exclusivement basée sur une hypothèse de squelette granulaire parfaitement rigide et sur un réseau d'écoulement qui satisfait à l'équation 2.10. Au cours des essais de laboratoire, les déformations du squelette granulaire sont généralement négligeables, même avec des matériaux moins rigides comme les argiles Champlain. La principale exception à cette tendance, l'essai de choc impulsif, un type d'essai qui a été développé pour mesurer la perméabilité du roc sain, sera présentée à la section 3.3.3 (Brace et al., 1968; Hsieh et al., 1981; Neuzil et al., 1981). Avec les matériaux très peu perméables, il peut être difficile d'atteindre un régime permanent. L'effet des déformations est alors plus important.

Pour les essais œdométriques et triaxiaux, l'écoulement est uniaxial. Dans un tel cas, si on suppose que le spécimen est homogène, la résolution de l'équation 2.10 est simple : la charge doit varier linéairement de manière à ce que le débit soit constant le long du spécimen. Le coefficient de forme c de l'équation 3.1 est alors donné par la relation $c = A/L$, où A et L sont respectivement la section du spécimen perpendiculaire à l'écoulement et sa longueur. Dans ce cas, l'équation 3.4 prend la forme de l'équation 3.10 pour l'essai œdométrique et celle de l'équation 3.11 pour les essais de perméabilité triaxiaux :

$$\ln\left(\frac{H(t=0)}{H}\right) = \frac{A}{L} \frac{K}{S_{\text{amont}}} t \quad (3.10)$$

$$\ln\left(\frac{H(t=0)}{H}\right) = \frac{A}{L} \frac{(S_{\text{aval}} + S_{\text{amont}})K}{S_{\text{aval}}S_{\text{amont}}} t \quad (3.11)$$

où H est la différence entre les charges amont et aval, S_{amont} et S_{aval} sont respectivement les sections des burettes amont et aval et t est le temps écoulé depuis le début de l'essai.

On peut constater l'application des équations 3.10 et 3.11 est relativement simple. C'est plutôt l'aspect pratique de la réalisation des essais de laboratoire qui est susceptible de fausser les résultats (Olson & Daniel, 1981). Cet aspect sera traité au chapitre 7.

3.2.5 Influence des déformations sur les méthodes qui supposent un matériau rigide

Un des objectifs de cette thèse est de réévaluer l'hypothèse d'un milieu parfaitement rigide, une hypothèse qui est adoptée avec la famille de méthodes d'interprétation qui a été présentée dans la section 3.2. Tel que mentionné précédemment, l'hypothèse d'un milieu poreux parfaitement rigide est justifiée pour les essais de laboratoire et pour les essais in situ à niveau variable réalisés dans des matériaux relativement rigides, comme le sable, le gravier et le roc. Pour ces matériaux, les graphiques des vitesses sont généralement linéaires. La figure 3-7 donne un exemple de graphique des vitesses linéaire pour un essai réalisé dans un puits d'observation installé dans la couche de till de Lachenaie. On n'observe aucune courbure.

De leur côté, les essais réalisés dans les argiles molles de l'est du Canada montrent rarement des graphiques des vitesses parfaitement linéaires. La courbure est bien définie lorsque les valeurs de charges sont suffisamment précises et nombreuses pour tracer un graphique des vitesses détaillé. Pour les essais réalisés dans des puits qui ont été bien installés, on peut attribuer la courbure du graphique des vitesses dans l'argile Champlain à deux phénomènes principaux : la déformation de l'argile et les changements saisonniers de la charge autour du piézomètre (Chapuis et al., 2012; Depois, 2005; Duhaime et al., 2012). Comme ces phénomènes affectent surtout le début et la fin

du graphique des vitesses, Chapuis et al. (2012) recommandent d'utiliser le tiers central de ce graphe pour interpréter les essais de perméabilité dans l'argile.

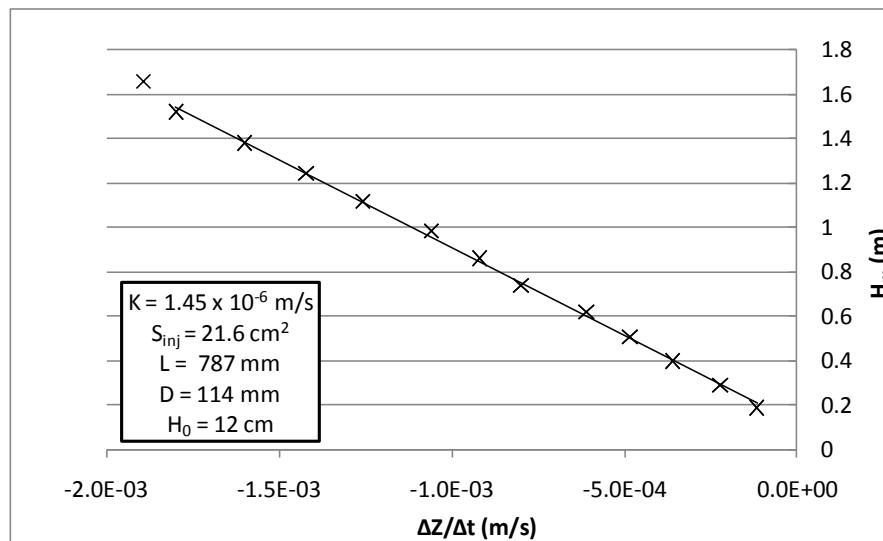


Figure 3-7 : Graphique des vitesses pour un essai à niveau variable réalisé dans le till.

Forage FP-08-08M, Lachenaie, essai réalisé le 30 septembre 2010.

L'effet des déformations sur les graphiques des vitesses est surtout associé à la courbure observée au début des essais (Chapuis & Wendling, 1991). L'impact des déformations peut aussi être observé par l'écart entre les changements réels et théoriques de niveau d'eau dans les puits d'observation quand un volume d'eau connu est ajouté ou retiré du tuyau (Chapuis, 2009; Duhaime & Chapuis, 2008). Si on calcule le changement théorique du niveau d'eau avec les valeurs de S_{inj} et du volume ajouté, on obtient un résultat qui ne correspond pas au ΔH mesuré. Cet écart peut être expliqué par l'expansion ou la contraction de la cavité qui contient le massif filtrant.

Un exemple typique de graphique des vitesses avec une courbure due à la déformation de l'argile est présenté à la figure 3-8. Cet essai a été réalisé dans un des puits d'observation qui instrumentent l'aquitard de Lachenaie. Les valeurs moyennes du temps écoulé depuis le début de l'essai sont montrées pour quelques points. La portion de l'essai affectée par les déformations a une durée de 48 heures. Cette durée est typique des essais à niveau variable réalisés à Lachenaie

dans des tuyaux dont le diamètre intérieur est de 52.5 mm. Dépendamment du type d'essai (niveau remontant ou descendant, charge constante), et des propriétés de l'argile (normalement consolidée ou surconsolidée), la courbure correspond à une consolidation de l'argile, un gonflement ou une combinaison des deux phénomènes. On reviendra sur la nature de la déformation du milieu poreux dans l'interprétation des résultats du modèle $u-p$ au chapitre 5.

La figure 3-9 présente le graphique de la méthode de Hvorslev pour l'essai présenté à la figure 3-8. Lorsque l'on compare les figures 3-8 et 3-9, on note que le graphe des vitesses met davantage l'accent sur les changements du niveau d'eau observés au début de l'essai, soit lorsque les vitesses sont élevées. Tel que mentionné précédemment, le graphe des vitesses se révèle être un outil intéressant pour étudier les déformations qui affectent les essais à niveau variable.

Les changements saisonniers de la charge vont quant à eux produire une courbure à la fin du graphique des vitesses. Au lieu de se terminer à $H_m = 0$, l'essai tend vers le nouveau niveau piézométrique de l'aquitard.

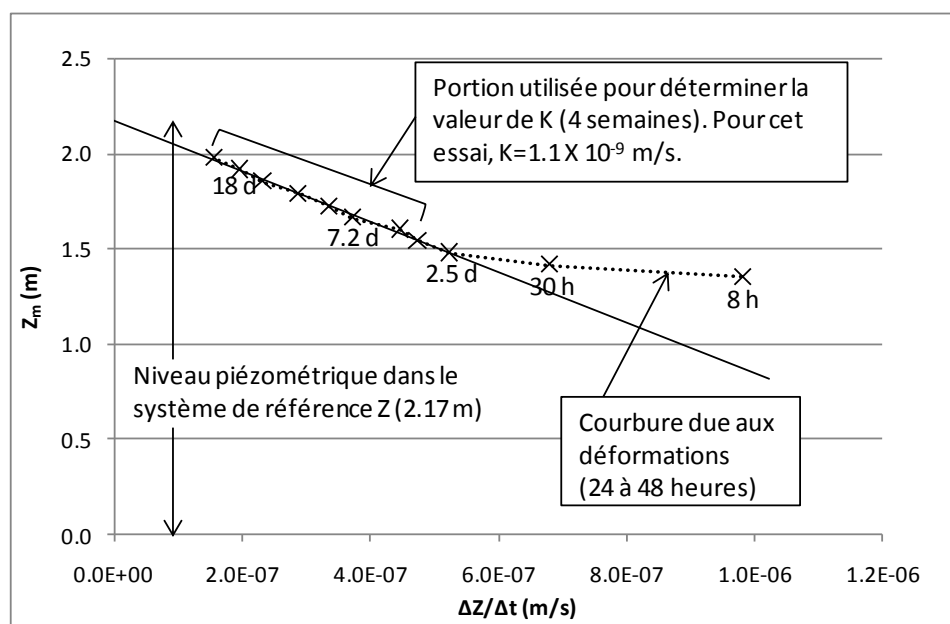


Figure 3-8 : Courbure au début du graphe des vitesses pour une argile de Lacheaie.

Forage du site 5, bas de la couche d'argile, essai à niveau remontant. La valeur de H_0 ne correspond pas une erreur piézométrique, mais à la position de la nappe dans un système de référence Z arbitraire. Le temps écoulé depuis le début de l'essai est donné pour certaines vitesses.

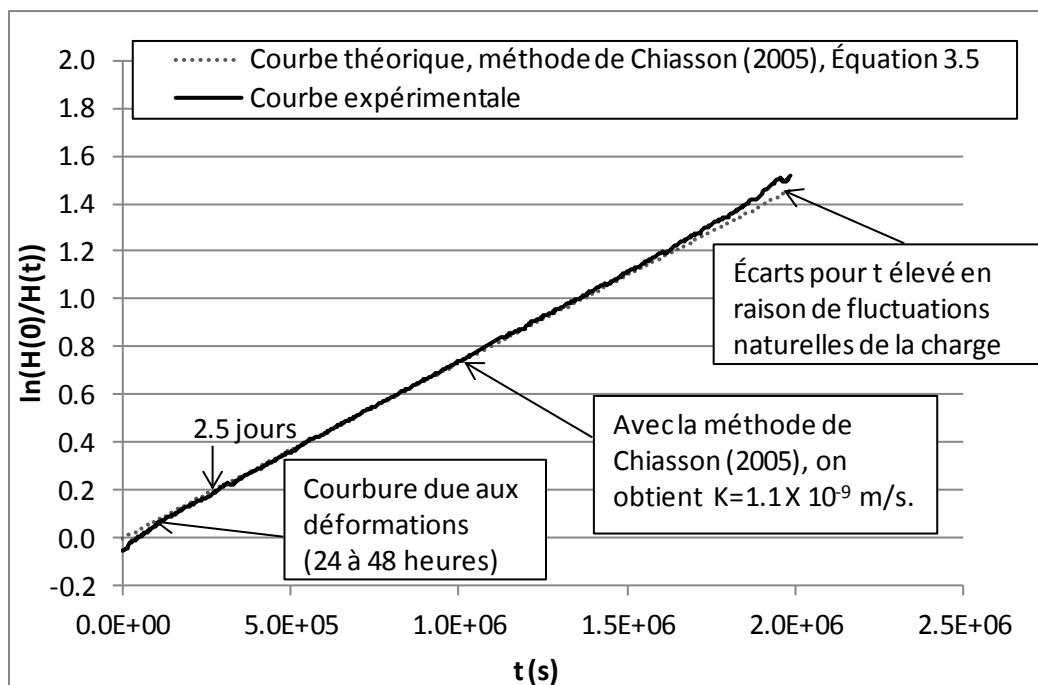


Figure 3-9 : Exemple de graphique, méthode de Hvorslev, Forage du site 5, bas de la couche d'argile, essai à niveau remontant.

3.3 Méthodes d'interprétation - contraintes totales constantes

Dans cette section, on voit une première façon de tenir compte des déformations mises en évidence à l'aide du graphique des vitesses à la figure 3-8. Cette deuxième famille de méthodes d'interprétation est basée sur l'équation de Richards simplifiée, soit les équations 2.6 en hydrogéologie et 2.7 en géotechnique. Il est important de se rappeler que cette forme d'équation est basée sur trois hypothèses majeures : on suppose que les contraintes totales sont constantes, que la relation entre la contrainte effective et la déformation est linéaire et élastique, et que la déformation est de type 1D à déplacements latéraux empêchés.

On assimile habituellement l'hypothèse d'une déformation 1D au cas des déformations négligeables dans le plan horizontal (Jacob, 1950). Par exemple, on applique l'équation de Richards simplifiée à l'étude de la consolidation des aquitards suite à une diminution régionale des pressions d'eau (Gambolati & Freeze, 1973; Ortega-Guerrero et al., 1999; Shen & Xu, 2011). On peut toutefois démontrer que l'hypothèse de déformation 1D s'applique aussi aux problèmes

axisymétriques avec déformations planes, c'est-à-dire avec des déformations verticales négligeables (Randolph & Wroth, 1979). En théorie, les équations 2.6 et 2.7 peuvent donc s'appliquer aux problèmes d'hydraulique des puits, mais on doit supposer un puits infiniment long.

Étrangement, la validité des hypothèses de l'équation de Richards simplifiée n'est que très rarement remise en question dans la littérature. On rencontre un nombre assez limité de cas où l'on rapporte que ces hypothèses ne sont pas vérifiées en pratique (Keller et al. 1989; Neuzil 1986; Berg et al. 2011). On vérifiera l'impact des hypothèses qui sont à la base de l'équation de Richards simplifiée à la section 5.3 de la thèse, lorsque les résultats de cette équation seront comparés avec ceux de la formulation $u-p$.

Les méthodes d'interprétation de type contraintes totales constantes qui sont présentées dans cette section ont tout d'abord été appliquées aux essais de perméabilité à charge constante dans les années 60 et 70. Initialement, le développement de ce type de méthodes d'interprétation visait à obtenir des valeurs plus réalistes pour le coefficient de consolidation c_v . En effet, c'est à cette époque que l'on a remarqué que les valeurs de c_v obtenues à partir des essais œdométriques différaient parfois par plusieurs ordres de grandeur par rapport aux valeurs calculées à partir des vitesses de tassement observées sur le terrain (Bishop & Al Dhahir, 1969; Bromwell & Lambe, 1968; Weber, 1968; Samson & Garneau, 1973). Les méthodes d'interprétation de type contrainte totale constante étaient censées isoler l'effet de K et m_v sur le déroulement des essais de perméabilité in situ dans le but de calculer des valeurs représentatives de c_v .

Dans cette section, on a choisi de classer les méthodes d'interprétation selon les géométries de perméamètre ou de puits d'observation visées. On débute avec les méthodes qui s'appliquent aux massifs filtrants cylindriques. C'est le type de géométrie qui sera analysé en détail avec le modèle $u-p$ et l'équation de Richards simplifiée au chapitre 5. C'est aussi le type de géométrie qui se rapproche le plus des massifs filtrants qui seront utilisés pour la phase expérimentale du projet. On présente ensuite les méthodes applicables aux essais de laboratoire (écoulement 1D) et aux essais réalisés avec des perméamètres que l'on suppose sphériques (écoulement radial). Ces deux géométries ont l'avantage de fournir des solutions relativement simples aux équations 2.6 et 2.7. Ces solutions seront utilisées au chapitre 5 pour l'analyse de certains de nos résultats numériques.

3.3.1 Massifs filtrants cylindriques

On présente d'abord la méthode classique pour les essais à niveau variable réalisés dans des massifs filtrants cylindriques, celle de Cooper et al. (1967), ainsi que son adaptation aux essais de choc hydraulique, la méthode de Bredehoeft & Papadopulos (1980). On montre ensuite que les courbes types de la méthode de Cooper et al. (1967) peuvent être représentées sur un graphique des vitesses adimensionnelles (Chapuis, 1998). On présente finalement certaines méthodes complémentaires comme le modèle KGS (Kansas Geological Survey) de Hyder et al. (1994) et la méthode de Mieussens & Ducasse (1977).

3.3.1.1 Méthodes de Cooper et al. (1967) et Bredehoeft & Papadopulos (1980)

La méthode de Cooper et al. (1967) s'applique aux puits qui pénètrent complètement les aquifères à nappe captive. Au début de l'essai, on impose instantanément une charge $H(t=0)$ dans un puits dont le massif filtrant ou le forage a un diamètre D , et dont le tuyau a une section S_{inj} . On suppose que le problème est décrit par l'équation 2.6, par les conditions aux frontières 3.12 et 3.13, et par la condition initiale 3.14.

$$h(\infty, t) = 0 \quad (3.12)$$

$$\pi DKb \frac{\partial h}{\partial r}(D/2, t) = S_{inj} \frac{dH}{dt} \quad (3.13)$$

$$h(r, 0) = 0 \quad (3.14)$$

où b est l'épaisseur de l'aquifère et r est la distance radiale par rapport à l'axe du puits. On remarque que l'équation 3.13 est une équation de conservation du volume d'eau analogue à l'équation 3.2. Pour résoudre l'équation aux dérivées partielles, on applique une transformation de Laplace à l'équation 2.6. On obtient alors une équation différentielle de Bessel. En appliquant une transformation de Laplace inverse à la solution de cette équation différentielle, on peut obtenir la charge dans le puits en fonction du temps et de la distance radiale (équations 3.15 à 3.18) :

$$\frac{h(r, t)}{H(t=0)} = \frac{2}{\pi} \int_{\Psi=0}^{\infty} e^{-\beta \Psi^2 / \alpha} \{ J_0(2\Psi r / D) [\Psi Y_0(\Psi) - 2\alpha Y_1(\Psi)] - Y_0(2\Psi r / D) [\Psi J_0(\Psi) - 2\alpha J_1(\Psi)] \} \frac{d\Psi}{\lambda(\Psi)} \quad (3.15)$$

$$\lambda(\Psi) = [\Psi J_0(\Psi) - 2\alpha J_1(\Psi)]^2 + [\Psi Y_0(\Psi) - 2\alpha Y_1(\Psi)]^2 \quad (3.16)$$

$$\alpha = \frac{\pi S_s b D^2}{4 S_{inj}} \quad (3.17)$$

$$\beta = \frac{\pi K b t}{S_{inj}} \quad (3.18)$$

où J_i et Y_i sont respectivement les fonctions de Bessel d'ordre i de première et de deuxième espèce, et Ψ est une variable d'intégration. Lorsqu'on s'intéresse seulement à la charge dans le puits, l'équation 3.15 peut être simplifiée. On obtient alors l'équation suivante :

$$\frac{H}{H(t=0)} = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_{\Psi=0}^{\infty} \frac{e^{-\beta \Psi^2 / \alpha}}{\Psi \lambda(\Psi)} d\Psi \quad (3.19)$$

La présence de fonctions de Bessel dans cette solution est typique des problèmes où l'on résout l'équation de Fourier pour une géométrie axisymétrique (Randolph & Wroth, 1979). On peut trouver plus de détails concernant l'utilisation des transformées de Laplace pour les problèmes de symétrie radiale dans Van Everdingen & Hurst (1949) et Carslaw & Jaeger (1959).

Les paramètres α et β de l'équation 3.15 dépendent du temps écoulé, de la géométrie du puits, et des propriétés du squelette granulaire et du perméant que l'on cherche à évaluer (S_s et K). On peut obtenir les valeurs de K et α en utilisant une méthode de superposition de courbes. On suppose que le niveau piézométrique et la valeur de $H(t=0)$ sont connus. On doit ajuster un graphique semi-logarithmique de $H/H(t=0)$ en fonction de t sur une famille de courbes de $H/H(t=0)$ versus β (figure 3-10). Ces courbes correspondent à différentes valeurs du paramètre α . La courbe qui assure la meilleure superposition permet de déterminer la valeur de ce paramètre. Le facteur

multiplicatif M_β , une translation des échelles logarithmiques, relie les échelles utilisées en abscisse. La valeur de M_β permet de calculer K :

$$K = \frac{M_\beta S_{inj}}{4\pi b} \quad (3.20)$$

Alternativement, on peut aussi ajuster les valeurs de α et K en minimisant la somme des carrés des écarts entre les valeurs mesurées du rapport $H/H(t=0)$ et celles qui sont calculées à partir de l'équation 3.19 (Bohling & McElwee, 1992).

Le paramètre α de la méthode de Cooper et al. (1967) sera utilisé à plusieurs reprises dans les chapitres suivants. On lui donnera la définition suivante :

$$\alpha = \frac{\pi}{4} \frac{m_v \gamma_w L D^2}{S_{inj}} \quad (3.21)$$

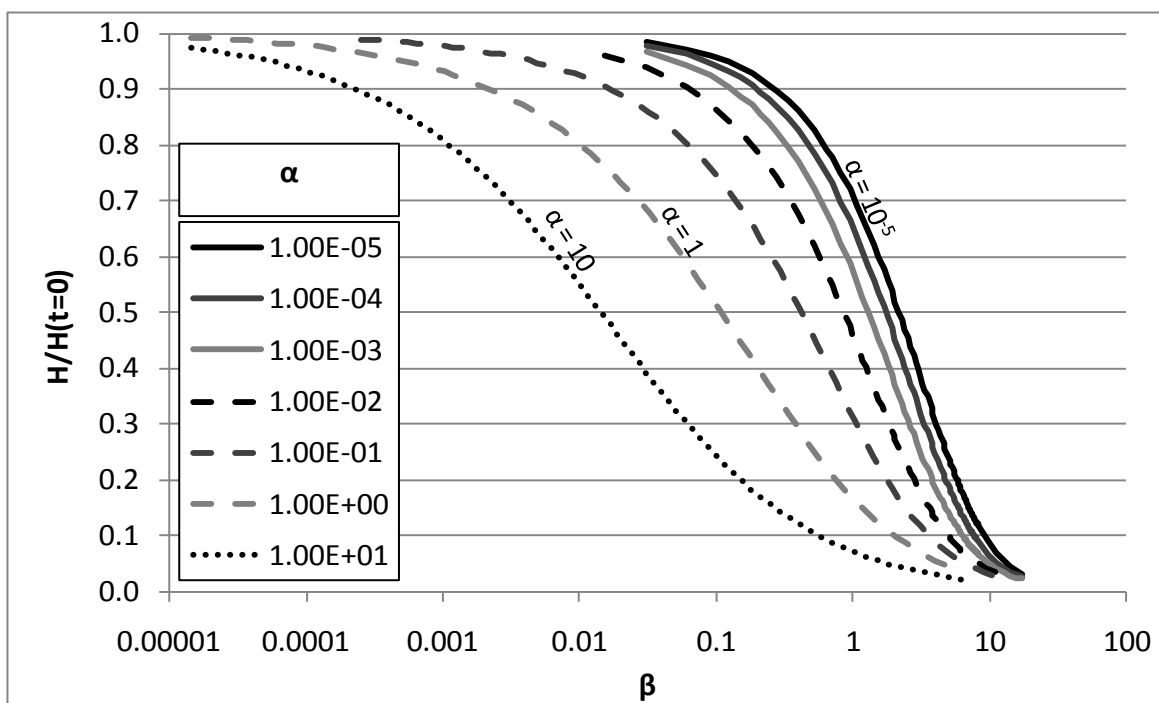


Figure 3-10 : Graphique utilisé pour la superposition avec la méthode de Cooper et al. (1967).

Cette définition diffère de celle qui est donnée par l'équation 3.17 en raison de l'utilisation de la longueur du massif filtrant L au lieu de l'épaisseur b de l'aquifère, et de l'utilisation du coefficient m_v au lieu de S_s . Pour les écoulements radiaux, les équations 3.17 et 3.21 sont identiques. Bien que l'expression $\gamma_v m_v$ soit par définition équivalente à S_s , nous croyons que l'utilisation du coefficient m_v dans la définition du paramètre α met davantage en évidence le lien entre le paramètre α et la rigidité du matériau dans lequel l'essai est réalisé, et le lien entre la rigidité et les essais de mécanique des sols qui permettent d'évaluer cette propriété. On pense ici à l'essai œdométrique.

On dispose aussi d'une méthode de type contrainte totale constante pour interpréter les essais de choc hydraulique. Cette méthode a été suggérée par Bredehoeft & Papadopoulos (1980), puis corrigée et adaptée par Neuzil (1982). La méthode utilisée pour résoudre l'équation 2.6 est identique à celle de Cooper et al. (1967). La méthode de Bredehoeft & Papadopoulos suppose aussi un écoulement radial.

La principale différence entre les méthodes de Cooper et al. (1967) et Bredehoeft & Papadopoulos (1980) concerne la condition à la frontière appliquée à l'interface entre le sol et le massif filtrant. Pour l'essai de choc hydraulique, on suppose que le volume de la cavité et du système de mesures (capteur de pression, crépine, obturateur, etc.) varie linéairement avec la pression à l'intérieur de la cavité. Par rapport à la méthode de Cooper et al. (1967), on doit donc changer la condition à la frontière pour l'interface entre le massif filtrant et le sol (équation 3.13) par la condition suivante :

$$\pi D K b \frac{\partial h}{\partial r}(D/2, t) = V_{\text{cavité}} C_{\text{obs}} \gamma_w \frac{dH(t)}{dt} \quad (3.22)$$

où C_{obs} décrit la compressibilité du système de mesures et $V_{\text{cavité}}$ représente le volume du massif filtrant ($\pi L D^2/4$). Initialement, Bredehoeft & Papadopoulos (1980) ont suggéré l'utilisation de C_w , la compressibilité de l'eau, au lieu de C_{obs} . Toutefois, la compressibilité réelle est toujours supérieure à la compressibilité théorique de l'eau. L'utilisation de C_w au lieu de C_{obs} mène à des valeurs de K qui sont sous-estimées par plusieurs ordres de grandeur (Chapuis & Cazaux, 2002).

On calcule C_{obs} en comparant le volume d'eau injecté ou déplacé au début de l'essai (dV) et la surpression induite lors de l'injection (dp) :

$$C_{obs} = \frac{dV / V_{cavité}}{dp} \quad (3.23)$$

La solution de l'équation 2.6 est alors donnée par les équations 3.15, 3.16 et 3.19 avec les définitions suivantes pour α et β :

$$\alpha = \frac{\pi}{4\gamma_w} \frac{bS_s D^2}{dV / dp} \quad (3.24)$$

$$\beta = \frac{\pi}{\gamma_w} \frac{Kbt}{dV / dp} \quad (3.25)$$

Paradoxalement, pour les essais de choc hydraulique réalisés dans des piézomètres de géométries semblables, une valeur de α élevée implique soit une cavité très rigide (dV/dp faible), soit un aquitard fortement compressible (S_s élevé).

Quand le rapport α/β est grand, c'est-à-dire quand le système est rigide (faibles valeurs de dV/dp) ou au début d'un essai, la solution donnée par les équations 3.19 tend vers le résultat de l'équation suivante :

$$\frac{H}{H(t=0)} = e^{4\alpha\beta} \operatorname{erfc}(2\sqrt{\alpha\beta}) \quad (3.26)$$

On travaille rarement avec de grandes valeurs de α/β pour les essais de perméabilité à niveau variable : les valeurs de α sont trop faibles. Toutefois, selon Bredehoeft & Papadopoulos (1980), il n'est pas rare de tendre vers l'équation 3.26 avec l'essai de choc hydraulique. On remarque que selon cette équation, le rapport $H/H(t=0)$ dépend seulement du produit $\alpha\beta$. Sur le graphique de $H/H(t=0)$ en fonction β , le résultat de l'équation 3.26 implique que les courbes pour les différentes valeurs de α sont identiques, mais séparées par une translation sur l'échelle logarithmique en abscisse. On peut par exemple comparer les courbes types pour $\alpha = 1$ et $\alpha = 10$ à la figure 3-10. Dans ce cas, il est impossible d'appliquer la méthode d'interprétation de Cooper et al. (1967) : il existe une infinité de translations donnant approximativement la même superposition.

Si on trace la solution de l'équation 3.19 sur un graphe de $H/H(t=0)$ en fonction de $\alpha\beta$, on constate que les courbes sont superposées pour $\alpha > 10$ (figure 3-11). Cette superposition correspond à la solution donnée par l'équation 3.26. Pour des valeurs de α entre 0,1 et 1, la fin des essais permet de distinguer les valeurs de α , mais les courbes types sont semblables.

Bredehoeft & Papadopoulos (1980) suggèrent une méthode d'interprétation qui permet d'estimer la valeur du produit KS_s quand $\alpha > 0.1$. Selon leur méthode, on superpose un graphe de $H/H(t=0)$ en fonction de t sur la figure 3-11. La translation des abscisses (facteur multiplicatif $M_{\alpha\beta}$) qui permet de superposer les deux graphiques donne la valeur du produit KS_s :

$$KS_s = \frac{4\gamma_w^2 (dV/dp)^2 M_{\alpha\beta}}{\pi^2 b^2 D^2} \quad (3.27)$$

Il est intéressant de constater que pour les essais de choc hydraulique qui nécessitent l'emploi de cette méthode, une augmentation de K et une augmentation de la compressibilité de l'aquitard sont interchangeables.

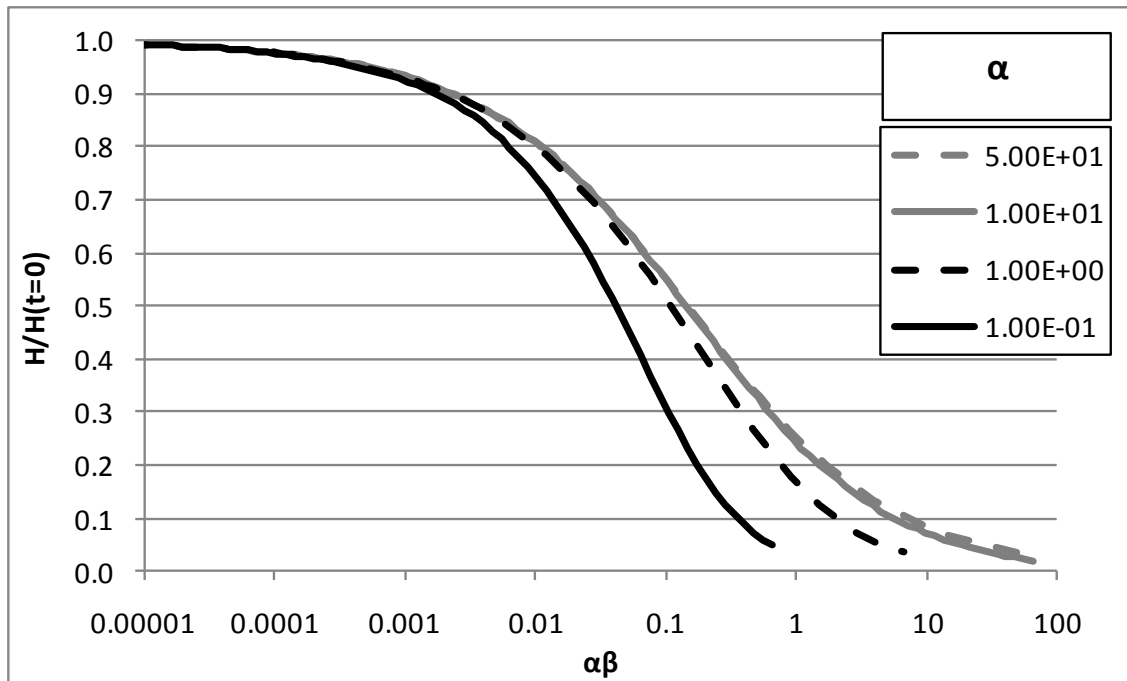


Figure 3-11 : Relation entre $H/H(t=0)$ et $\alpha\beta$ pour de grandes valeurs de α .

D'autres auteurs ont contribué à la méthode d'interprétation de Cooper et al. (1967) et Bredehoeft & Papadopoulos (1980). À l'aide de transformées de Laplace, Johns (1998) a proposé une méthode pour tenir compte des perturbations de la pression interstitielle qui précèdent un essai de choc hydraulique. Les perturbations peuvent être causées par l'exécution d'un essai précédent ou par les opérations de forage.

Guyonnet et al. (1993) se sont basés sur la solution de Cooper et al. (1967) pour évaluer la distance de propagation (r_{\max}) de différentes fractions de la différence de charge initiale appliquée dans le puits d'observation lors des essais à niveau variable. En utilisant la solution de Cooper et al. (1967), ces auteurs supposent un écoulement radial. Leurs résultats indiquent que la distance de propagation dépend surtout de la valeur du paramètre α (équations 3.17 et 3.24).

La figure 3-12 présente la distance maximale de propagation pour des incréments de charge qui correspondent à 1 et 10 % de $H(t=0)$. Les distances de propagation sont normalisées par le rayon du massif filtrant ($D/2$). On note que ces distances augmentent quand la valeur du paramètre α diminue. On conclut que le rayon d'influence des essais est plus faible quand le tuyau du puits d'observation a un faible diamètre (S_{inj} faible), et quand le sol est très peu rigide (S_s ou m_v élevé). Dans l'argile, les méthodes qui tendent à réduire la durée des essais, comme l'essai de choc hydraulique, mènent à des valeurs du paramètre α qui sont généralement élevées. Par conséquent, ces méthodes testent un volume de sol qui est limité.

Pour les essais à niveau variable réalisés dans les puits d'observation de Lachenaie, on estime a priori que les valeurs du paramètre α correspondent approximativement à la limite supérieure de la gamme des valeurs présentées à la figure 3-12 ($\alpha = 2 \times 10^{-4}$ pour $D = 76$ mm, $d = 52,5$ mm, $L = 0,838$ m, $m_v = 1 \times 10^{-5}$ kPa⁻¹). Par conséquent, on estime qu'une variation de la charge de $0,1H(t=0)$ se propagerait à quelques mètres du puits pour un écoulement radial. Pour les essais de choc hydraulique, on peut s'attendre à ce que les rayons d'influence soient plus faibles que ceux qui sont présentés à la figure 3-12. Au chapitre 5, on étudiera la distance propagation de l'incrément de charge $0,1H(t=0)$ pour des valeurs du paramètre α supérieures à 0,001 et pour les écoulements 2D.

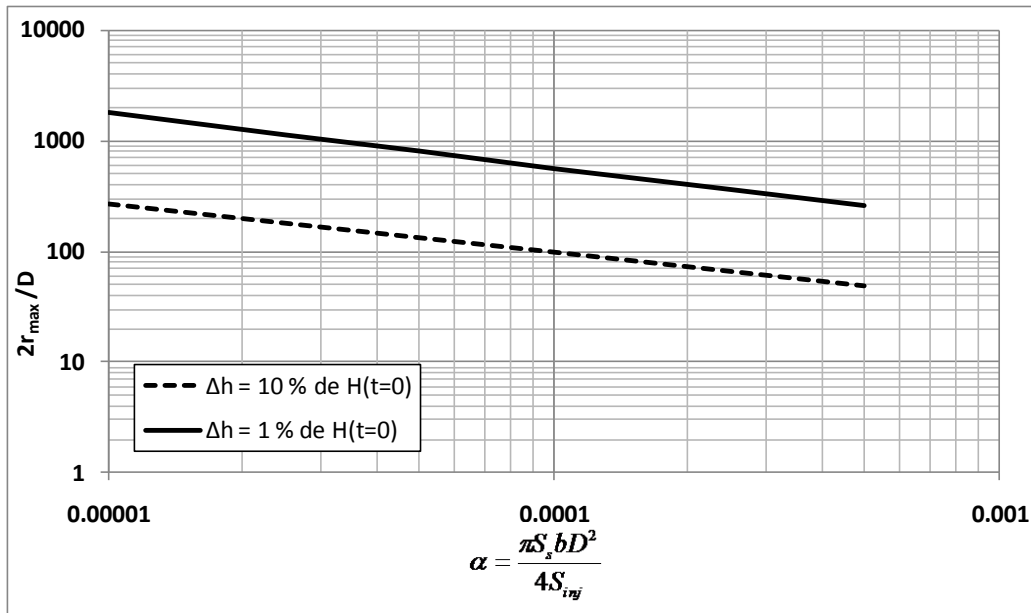


Figure 3-12 : Propagation d'une différence de charge de $0,1\Delta H(t=0)$ (essai à niveau variable).

3.3.1.2 Méthode du graphique adimensionnel des vitesses

Chapuis (1998) a montré que la correction du niveau piézométrique à l'aide du graphique des vitesses permet dans bien des cas d'éliminer la courbure des graphiques de la méthode de Hvorslev (1951) ($\ln[H/H(t=0)]$ versus t , figure 3-9) et de redresser les graphiques utilisés avec la méthode de Cooper et al. (1967) ($H/H(t=0)$ versus $\log(t)$, figure 3-10)

Pour éliminer l'impact des erreurs sur le niveau piézométrique et pour vérifier si la pente des graphiques utilisés avec la méthode de Cooper et al. (1967) est véritablement due à la déformation du squelette granulaire, Chapuis (1998) a développé une méthode d'interprétation de type contrainte totale constante basée sur l'utilisation d'un graphique adimensionnel des vitesses. Avec cette méthode, on trace tout d'abord un graphique des vitesses traditionnel. À l'aide de celui-ci, on détermine la valeur de H_0 et on utilise cette valeur pour corriger les charges. On trace ensuite un graphique des vitesses normalisé. On utilise la charge initiale pour normaliser les ordonnées et la vitesse à $H/H(t=0) = 0,95$ pour normaliser les abscisses ($(\Delta H/\Delta t)_{0,95}$). L'utilisation d'une vitesse de normalisation à $H/H(t=0) = 0,95$ évite d'avoir à estimer la vitesse initiale. L'évaluation de cette dernière est entachée d'incertitudes importantes.

Le graphique adimensionnel des vitesses expérimentales est superposé sur une série de graphiques des vitesses théoriques qui sont construits à l'aide des équations 3.16 à 3.19 en posant différentes valeurs du paramètre α . La meilleure superposition permet de déterminer la valeur du paramètre α . Si le graphique des vitesses expérimentales se superpose sur la droite $\alpha = 0$, on conclut que l'effet des déformations est négligeable. Il est alors préférable d'utiliser les méthodes d'interprétation de la section 3.2. On peut noter que la méthode de Chapuis (1998) ne vise pas à calculer K , mais plutôt à distinguer les essais affectés par des déformations de ceux où la courbure est plutôt due à une mauvaise estimation du niveau piézométrique.

Un exemple de graphique des vitesses théorique est donné à la figure 3-13. Les courbes types peuvent être dessinées en intégrant numériquement l'équation 3.19 (voir la section 4.2.4), en utilisant une approximation de l'équation 3.19 (Swamee & Singh, 2007), ou, comme l'a fait Chapuis (1998), en utilisant les valeurs présentées dans les tableaux donnés par Cooper et al. (1967) et Papadopoulos et al. (1973). À la section 3.2, on a montré que le graphique des vitesses permet d'amplifier l'impact des déformations qui sont observables au début des essais de perméabilité à niveau variable. On remarque que le graphique adimensionnel des vitesses a la même propriété. On peut par exemple comparer les courbes qui correspondent à $\alpha = 10^{-5}$ et 10^{-3} sur les figures 3-10 et 3-13.

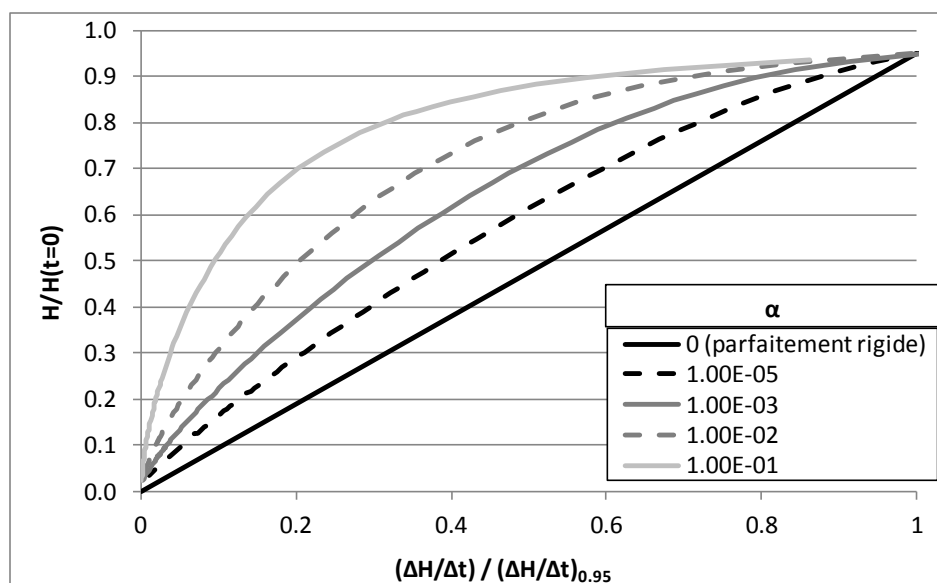


Figure 3-13 : Exemple de graphique adimensionnel des vitesses (adapté de Chapuis 1998).

3.3.1.3 Autres méthodes pour les perméamètres cylindriques

Le modèle KGS de Hyder et al. (1994) étend la solution de Cooper et al. (1967) aux problèmes des puits à pénétration partielle et des puits affectés par des effets pariétaux. La solution de Hyder et al. (1994) est en fait une généralisation des travaux de Dougherty & Babu (1984) sur la pénétration partielle et de Moench & Hsieh (1985) sur les effets pariétaux.

Les effets pariétaux sont causés par l'endommagement du sol autour du massif filtrant en raison des opérations de forage. Ces effets peuvent modifier la valeur de la conductivité hydraulique sur une certaine épaisseur autour de la zone d'injection. Dans les matériaux peu perméables comme les argiles Champlain, les effets pariétaux tendent souvent à réduire la valeur apparente de K . On reviendra sur les méthodes qui peuvent être utilisées pour diminuer les effets pariétaux lors de la description de la méthodologie au chapitre 7.

Le calcul des courbes types de la solution de Hyder et al. (1994) est assez complexe. Il nécessite tour à tour le calcul numérique d'une transformation de Laplace inverse et d'une transformation de Fourier inverse. Il est en général plus facile de générer des courbes de la charge en fonction du temps avec un logiciel d'éléments finis, par exemple avec SEEP/W, comme l'a fait Chapuis (1998) et comme on le fera au chapitre 5.

Pour les crépines qui ne sont pas affectées par des effets pariétaux et pour les rapports L/D très grands (>250), la solution de Hyder et al. (1994) tend vers celle de Cooper et al. (1967). La méthode d'interprétation qui est suggérée pour le modèle KGS est d'ailleurs semblable à celle de Cooper et al. (1967). On trace les valeurs expérimentales de $H/H(t=0)$ en fonction de $\log(t)$. On fait ensuite subir une translation horizontale aux valeurs expérimentales pour obtenir une superposition sur une série de courbes types. Ces courbes théoriques dépendent du rapport L/D et du paramètre α . Lorsque le rapport L/D est faible, Butler (1998) et Hyder et al. (1994) notent que les courbes types sont regroupées et qu'elles sont peu influencées par la valeur du paramètre α . Il est alors très difficile de déterminer la valeur de ce paramètre.

Des méthodes d'interprétation basées sur une zone d'injection cylindrique et une hypothèse de contrainte totale constante sont aussi utilisées dans le domaine de l'exploitation des puits de pétrole. En raison d'un mode opératoire fort différent, ces méthodes s'appliquent plus ou moins bien aux essais réalisés près de la surface dans les dépôts meubles. Généralement, ces méthodes

portent une attention particulière aux effets pariétaux, probablement en raison des méthodes de forage qui sont utilisées dans ce domaine (Karasaki, 1990).

Jusqu'à maintenant, les méthodes présentées dans cette section s'appliquent aux essais à niveau variable, le type d'essais qui sera considéré dans cette thèse. On doit toutefois savoir que des méthodes basées sur une hypothèse de contrainte totale constante ont aussi été développées pour les essais à charge constante, surtout dans le domaine de la géotechnique. Pour ces méthodes, l'hypothèse de contrainte totale constante à l'interface entre le sol et le massif filtrant semble être plus raisonnable que pour les essais à niveau variable. Lors d'un essai à charge constante, la pression d'eau à l'interface est constante.

Wilkinson (1968) a tout d'abord étudié avec la méthode des différences finies le cas d'une cavité cylindrique dont les deux extrémités sont perméables. Il a obtenu une relation entre Q , t , K et c_v . Selon celle-ci, lorsque $t^{-1/2}$ tend vers 0, le débit tend vers celui qui est donné par les nombreuses définitions du coefficient de forme qui ont été introduites à la section 3.2.3.

Mieussens & Ducasse (1977) ont ensuite obtenu une solution pour un perméamètre cylindrique dont les deux extrémités sont prolongées par un tubage imperméable infini. À la différence des résultats de Wilkinson (1968), les deux bouts du perméamètre de Mieussens & Ducasse (1977) ne sont pas perméables. Lorsque le rapport L/D de la cavité est de 2, le débit peut être calculé avec suffisamment de précision en supposant un écoulement purement radial :

$$Q = \pi KHL \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{\pi c_v}{D^2}}} \right) \quad (3.28)$$

Wilkinson (1968) présente la même équation en notant que celle-ci s'applique aux faibles valeurs de t et du temps adimensionnel T_v ($T_v^{-1/2} > 1.5$). On donne la définition suivante à T_v :

$$T_v = \frac{4tc_v}{D^2} \quad (3.29)$$

Novakowski (1993) a quant à lui obtenu une solution semi-analytique qui, après l'inversion numérique de la transformé de Laplace, permet d'obtenir le débit en fonction du temps pour un

essai à charge constante. Sa solution permet de tenir compte de la pénétration partielle des puits et de la présence d'effets pariétaux. Son analyse montre qu'en présence d'effets pariétaux, l'interprétation des essais à charge constante peut être ambiguë.

En se basant sur des résultats de la méthode des éléments finis, Tavenas et al. (1990) ont questionné la validité de l'équation 3.27 quand le rapport L/D s'éloigne de 2. Toutefois, lorsque $t > 10$ minutes, ces auteurs observent une relation linéaire entre Q et $t^{1/2}$ comme le prédit l'équation 3.27.

3.3.2 Perméamètres sphériques

Gibson (1963) présente une solution analytique pour la charge dans le sol lors des essais de perméabilité à niveau variable réalisés dans des piézomètres à zone d'injection sphérique. Cette solution est basée sur les équations 2.6 et 2.7 :

$$\frac{h}{H(t=0)} = \frac{D}{2r(\eta_1 - \eta_2)} \left[\eta_1 \exp\left(\eta_1 \left\{ \frac{2r}{D} - 1 \right\} + \eta_1^2 T_v\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{2\sqrt{T_v}} \left\{ \frac{2r}{D} - 1 \right\} + \eta_1 \sqrt{T_v}\right) - \eta_2 \exp\left(\eta_2 \left\{ \frac{2r}{D} - 1 \right\} + \eta_2^2 T_v\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{2\sqrt{T_v}} \left\{ \frac{2r}{D} - 1 \right\} + \eta_2 \sqrt{T_v}\right) \right] \quad (3.30)$$

où r est la distance radiale par rapport au centre du perméamètre sphérique et $\operatorname{erfc}(x)$ est la fonction erreur complémentaire de x . Pour calculer la charge hydraulique au puits (H), on substitue $r = D/2$ dans l'équation 3.30. Le temps adimensionnel T_v est défini par l'équation 3.29. Les valeurs de η_1 et η_2 sont données par les équations 3.31 à 3.33.

$$\eta_1 = \frac{1}{2} \left[\mu + \sqrt{\mu^2 - 4\mu} \right] \quad (3.31)$$

$$\eta_2 = \frac{1}{2} \left[\mu - \sqrt{\mu^2 - 4\mu} \right] \quad (3.32)$$

$$\mu = \frac{\pi D^3 m_v \gamma_w}{2 S_{inj}} \quad (3.33)$$

Tout comme Hvorslev (1951), Gibson (1963) ne développe pas cette solution pour interpréter les essais de perméabilité à niveau variable mais plutôt pour étudier le problème du *time lag*, le délai entre l'augmentation de la pression interstitielle dans un sol et l'augmentation de la pression mesurée par un piézomètre.

En raison des valeurs de p qui augmentent et qui diminuent simultanément dans le sol à différentes distances radiales (figure 3-14), Gibson (1963) ne croit pas que l'essai à niveau variable puisse donner des valeurs fiables de c_v , surtout pour les argiles normalement consolidées. En effet, pour celles-ci, les valeurs prises par le coefficient m_v lors du gonflement et lors de la consolidation sont très différentes. Les équations 2.6 et 2.7 nécessitent l'utilisation d'une valeur unique de m_v . Par conséquent, ces équations ne devraient permettre qu'une modélisation approximative de ce type d'essai.

Gibson (1963) note aussi que les essais à niveau variable induisent un écoulement dans un volume de sol réduit par rapport aux essais à charge constante. Les essais à niveau variable sont donc moins représentatifs de la perméabilité à grande échelle.

Pour l'essai à charge constante, Gibson (1963, 1966; 1970) et Wilkinson (1967) ont développé une relation entre Q , t , K et c_v pour les zones d'injection sphériques de diamètre $D/2$:

$$Q = 2\pi KHD \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{4\pi c_v}{D^2}}} \right) \quad (3.34)$$

où t est le temps écoulé depuis le début de l'essai et H est la différence de charge appliquée dans le puits ou le perméamètre. Comme pour les méthodes utilisées avec les zones d'injection cylindriques (équation 3.28), on remarque qu'un graphe de Q en fonction de $t^{-1/2}$ doit donner une droite dont l'ordonnée à l'origine permet de calculer K et dont la pente est liée à la valeur de c_v . Lorsque t tend vers l'infini, on tend vers un régime permanent, c'est-à-dire un débit constant. Celui-ci est donné par l'équation 3.1 et la définition de c de Hvorslev (1951) pour les perméamètres sphériques ($Q = cKH$ où $c = 2\pi D$).

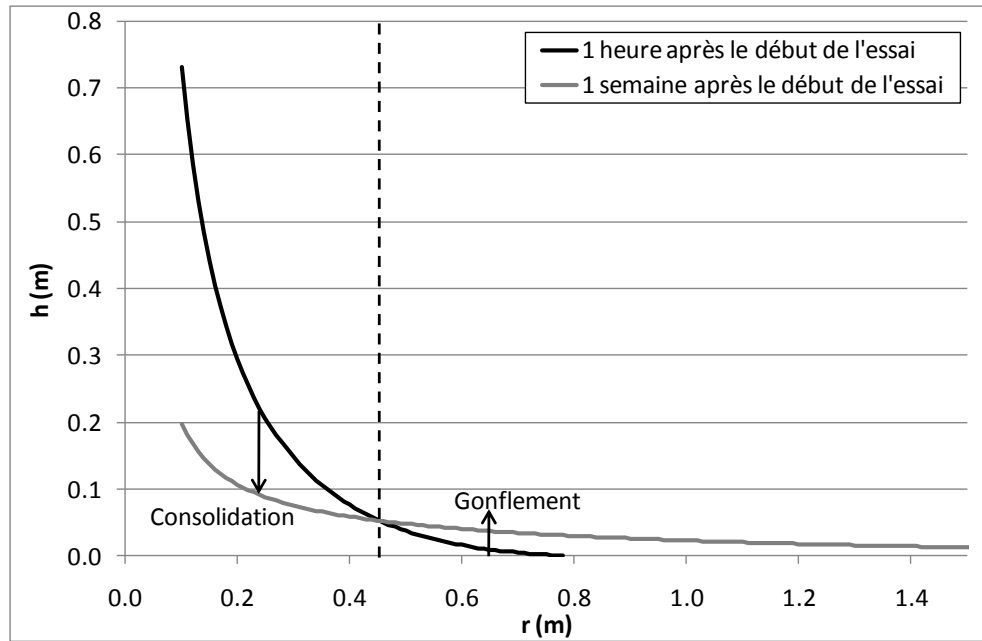


Figure 3-14 : Variation de la pression interstitielle dans le sol lors d'un essai à niveau variable avec un perméamètre sphérique.

Solution de Gibson (1963) avec $D = 20$ cm, $S_{inj} = 5$ cm², $K = 1 \times 10^{-9}$ m/s, $m_v = 1 \times 10^{-4}$ kPa⁻¹.

Sur le terrain, Tavenas et al. (1990) rapportent que les essais de perméabilité à charge constante réalisés dans l'argile avec un perméamètre autoforeur se conforment relativement bien à la forme des équations 3.28 et 3.34. Après quelques minutes d'essai, on observe une relation linéaire entre $t^{-1/2}$ et Q . La figure 3-15 donne un exemple pour le dépôt d'argile Champlain de Louiseville (profondeur de 6.32 m). On remarque que les valeurs de Q sont peu précises au début de l'essai. Tavenas et al. (1990) attribuent ces imprécisions à la compressibilité du montage et du système de mesures.

Dans la littérature, on ne retrouve pas de comparaison systématique des valeurs de c_v déduites des essais de perméabilité à charge constante et des valeurs provenant de calculs à rebours basés sur des mesures de tassement in situ. En fait, Tavenas et al. (1990) utilisent le graphe de Q versus $t^{-1/2}$ dans le but extrapoler la valeur de Q pour un temps infini. Cette valeur de Q correspond à l'ordonnée à l'origine de la figure 3-15 et elle peut être utilisée dans l'équation 3.1 pour calculer K .

En s'inspirant des travaux de Wilkinson (1968) et de la forme générale des équations 3.28 et 3.34, on peut supposer que le débit pour une zone d'injection qui pénètre partiellement un dépôt d'argile est donné par une équation de la forme suivante :

$$Q = cKH \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{\pi t c_v}{D^2}}} \right) \quad (3.35)$$

L'équation 3.35 a été utilisée pour obtenir un ajustement avec les données de l'essai de la figure 3-15 ($L = 0,292$ m, $D = 0,073$ m). On a supposé que $H = 1$ m, la différence de charge exacte n'étant pas fournie par Tavenas et al. (1986). La droite présentée à la Figure 3-15 est calculée en supposant que $c = 0.88$ m, $K = 1,5 \times 10^{-9}$ m/s et $c_v = 5,0 \times 10^{-6}$ m²/s. Cette valeur de c_v implique que $m_v = 3,1 \times 10^{-5}$ kPa⁻¹. Ces valeurs sont assez représentatives des propriétés des argiles Champlain. Ce matériau sera présenté en détail au chapitre 6.

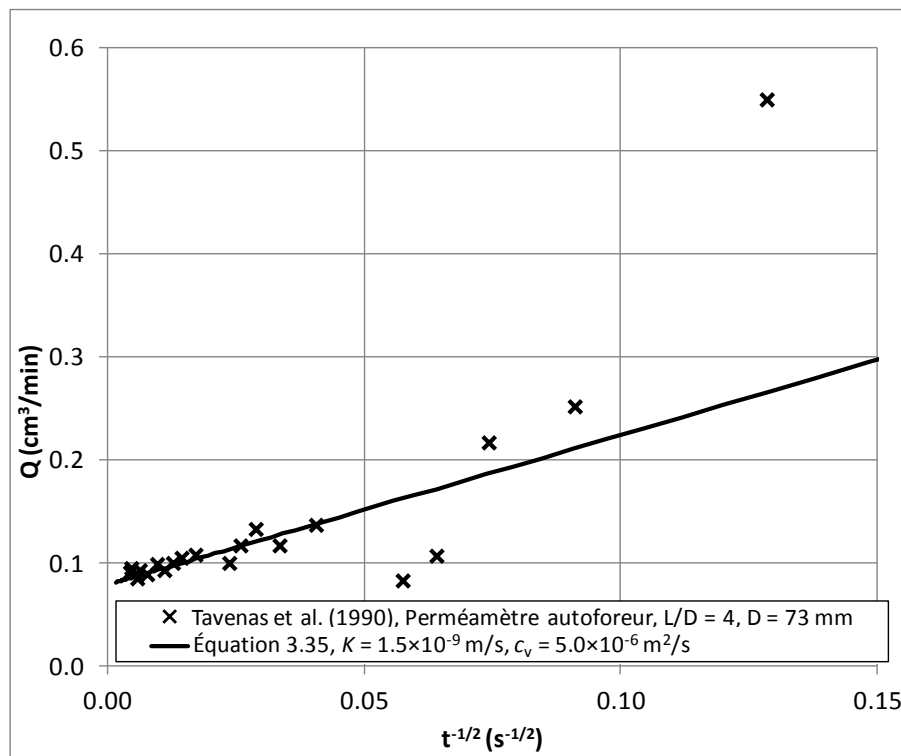


Figure 3-15 : Exemple de résultats pour l'essai de perméabilité à charge constante. (Argile de Louisville, profondeur de 6.32 m, adapté de Tavenas et al. 1990).

3.3.3 Interprétation des essais de laboratoire

Précédemment, on a noté que la plupart des essais de laboratoire sont interprétés en supposant un squelette granulaire parfaitement rigide. L'essai de choc impulsif (Brace et al., 1968; Hsieh et al., 1981; Neuzil et al., 1981) et certains types d'essais de perméabilité à débit constant (Morin et al. 1989) font exception à cette observation.

L'interprétation de l'essai de choc impulsif est basée sur les équations 2.6 et 2.7. Cet essai est conçu pour évaluer la perméabilité des matériaux très peu perméables. Avec ceux-ci, l'atteinte d'un régime permanent peut demander une durée d'essai irréaliste. On doit donc tenir compte des déformations.

Pour l'essai de choc impulsif, un spécimen cylindrique ou prismatique est relié à deux réservoirs, un à chaque extrémité. Pour chaque réservoir, on connaît la relation entre le volume d'eau à l'intérieur et la pression. Au début de l'essai, on génère une surpression dans le réservoir amont puis on mesure l'évolution des pressions aux deux extrémités du spécimen. Avant que la perturbation de la charge n'atteigne le réservoir aval, la charge dans le réservoir amont est donnée par l'équation 3.36 :

$$\frac{H}{H(t=0)} = \exp\left(KS_s A^2 t / S_{amont}^2\right) \operatorname{erfc}\left(\sqrt{KS_s A^2 t / S_{amont}^2}\right) \quad (3.36)$$

où on suppose que A est la section du spécimen et S_{amont} est la section d'une burette qui est fixée au réservoir amont et qui contrôle la relation entre charge et volume pour ce réservoir. En pratique, l'équation 3.36 pourrait donner la charge dans la burette amont d'un essai de perméabilité 1D dans un milieu infini où l'écoulement est modélisé par les équations 2.6 et 2.7. Cette solution est aussi présentée dans Carslaw & Jaeger (1959) où on donne aussi la relation entre h et l'abscisse x :

$$\frac{h}{H(t=0)} = \exp\left(AS_s x / S_{amont} + KS_s A^2 t / S_{amont}^2\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{\frac{K}{S_s}t}} + \sqrt{KS_s A^2 t / S_{amont}^2}\right) \quad (3.37)$$

où $x = 0$ donne la position du réservoir amont. Quand $x = 0$, l'équation 3.37 se réduit à l'équation 3.36. Nous ne réaliserons pas de tels essais pour cette thèse, mais les solutions de Hsieh et al. (1981) et Carslaw & Jaeger (1959) seront utilisées dans la discussion des résultats de la modélisation des essais de choc hydraulique. Notons pour le moment que l'équation 3.36 est identique à l'équation 3.26 si on remplace la section du spécimen perpendiculaire à l'écoulement par la surface latérale du massif filtrant cylindrique ($A = \pi DL$) dans l'équation 3.36. Rappelons que l'équation 3.26 est utilisée pour interpréter les essais de choc hydraulique et les essais de perméabilité à niveau variable pour de grandes valeurs du paramètre α (Bredehoeft & Papadopoulos, 1980). Comme celle-ci, la charge donnée par l'équation 3.36 dépend du produit KS_s . On reviendra sur cette similarité au chapitre 5.

3.4 Comparaison des résultats pour les deux familles de méthodes d'interprétation

La figure 3-16 présente les valeurs de K pour quelques publications où on donne des résultats pour des essais à niveau variables interprétés avec les méthodes de Hvorslev (1951) et Cooper et al. (1967). La plupart de ces publications donnent cependant peu de détails sur les procédures utilisées pour l'interprétation des données avec ces deux méthodes.

Herzog (1994) et Herzog & Morse (1990) ont comparé les méthodes de Cooper et al. (1967) et de Hvorslev (1951) pour des piézomètres installés dans une vaste gamme de géomatériaux (K entre 10^{-10} et 1 m/s). On remarque que leurs résultats montrent une corrélation entre les valeurs de K des deux méthodes. Toutefois, la méthode de Cooper et al. (1967) tend à donner des valeurs qui sont plus élevées que celles de la méthode de Hvorslev (1951). Herzog (1994) justifie cette différence en soulignant que la méthode de Cooper et al. (1967) suppose un écoulement radial. En négligeant la composante verticale de l'écoulement, la méthode de Cooper et al. (1967) est censée surestimer K par un facteur qui peut facilement atteindre 5 pour des piézomètres ayant un rapport L/D entre 5 et 10 (Chapuis & Chenaf, 2002; Hyder et al., 1994).

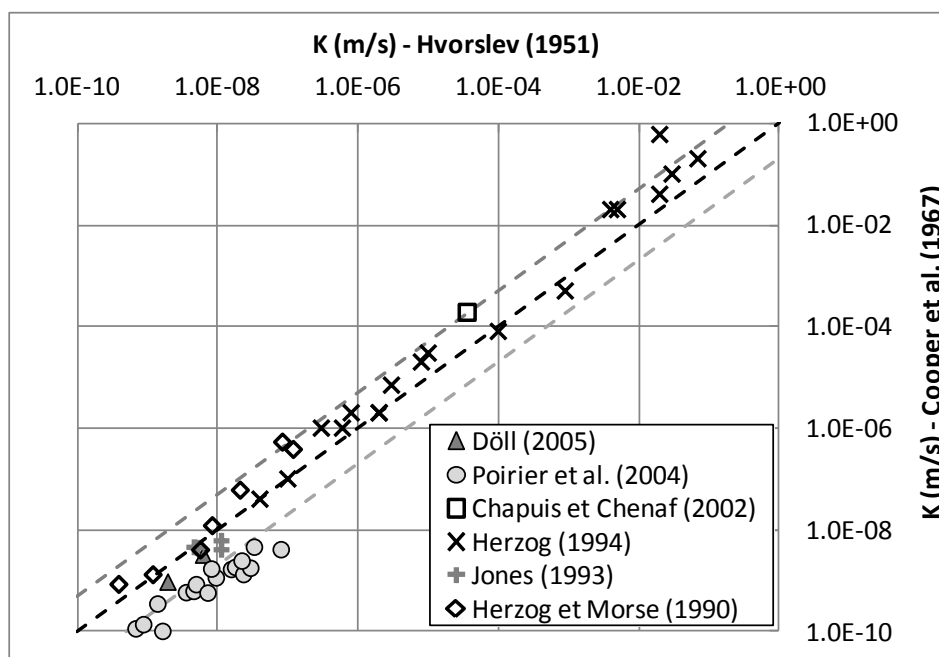


Figure 3-16 : Comparaison des valeurs de K pour les méthodes de Hvorslev (1951) et Cooper et al. (1967).

Döll & Schneider (1995) et Jones (1993) rapportent respectivement des résultats d'essais de perméabilité à niveau variable réalisés dans des matériaux silteux et dans un till. Ils obtiennent des valeurs de K pour les méthodes de Hvorslev (1951) et Cooper et al. (1967) qui diffèrent en moyenne par un facteur 1,7. Dans leur cas, c'est la méthode de Hvorslev (1951) qui donne les valeurs de K les plus élevées.

Avec les résultats de Poirier et al. (2004), les valeurs de K obtenues avec les méthodes de Cooper et al. (1967) et Hvorslev (1951) diffèrent en moyenne par un facteur 9,3. Dans leur cas, il est probable que les faibles valeurs de K obtenues avec la méthode de Cooper et al. (1967) soient dues à l'utilisation de l'épaisseur de l'aquifère ($b = 30$ m) pour calculer K à partir des valeurs de T . Pour les puits qui pénètrent partiellement un aquifère ($b > L$), il est préférable de calculer K en divisant T par la longueur du massif filtrant L , bien que T soit divisé par b ou L avec cette méthode dépendamment des auteurs. Pour les piézomètres de Poirier et al. (2004), L vaut en moyenne 2,1 m. Comme le rayon d'influence des essais de perméabilité est généralement assez faible, il est impossible qu'un aquifère de 30 m d'épaisseur soit entièrement sollicité par des essais réalisés dans des puits aussi courts.

Chapuis & Chenaf (2002) présentent l'interprétation détaillée d'un essai à niveau variable réalisé dans un modèle réduit d'aquifère à nappe captive. L'aquifère est composé de sable. Le rapport entre les valeurs de K données par les méthodes de Cooper et al. (1967) et Hvorslev (1951) est de 5,3. La valeur de K présentée à la figure 3-16 pour la méthode de Cooper et al. (1967) a été obtenue en divisant T par la longueur de la crépine.

Cazaux (1998) présente quant à lui une comparaison des valeurs de K pour les méthodes du graphique des vitesses et de Cooper et al. (1967). Les valeurs de K ont été obtenues pour des essais à niveau variable réalisés dans l'argile (K entre 1×10^{-10} et 1×10^{-6} m/s). Les conclusions de Cazaux (1998) sont semblables à celles que l'on tire à partir des résultats présentés à la figure 3-16. Il y a une forte corrélation entre les valeurs de K , mais la méthode de Cooper et al. (1967) produit des valeurs qui sont 50 % plus élevées que celles de la méthode du graphique des vitesses.

On retrouve très peu de comparaisons entre les valeurs de S ou S_s obtenues avec la méthode de Cooper et al. (1967), et des valeurs provenant d'essais indépendants, par exemple des essais de pompage ou des essais servant à estimer la compressibilité du squelette granulaire comme l'essai œdométrique. Cette absence de résultats n'est pas surprenante : même les auteurs à l'origine de cette famille de méthodes et ceux qui la recommandent reconnaissent que les essais à niveau variable sont peu sensibles aux valeurs du coefficient d'emménagement (Butler, 1998; Cooper et al., 1967; McElwee et al., 1995a).

Même lorsque l'on croit percevoir l'impact des déformations sur la représentation de la figure 3-10, les valeurs du paramètre α donnent rarement des valeurs réalistes de S ou S_s . À partir de l'essai mentionné précédemment, Chapuis & Chenaf (2002) ont obtenu $S = 1,6 \times 10^{-7}$ avec la méthode de Cooper et al. (1967) et $S = 3,3 \times 10^{-5}$ à partir d'essais œdométriques. Ces résultats indiquent que le squelette granulaire du sable est 200 fois moins rigide selon l'essai œdométrique. Jones (1993) note que les valeurs de S_s obtenues à partir de la méthode de Cooper et al. (1967) sont un ordre de grandeur plus faibles que les valeurs obtenues pour un essai de pompage réalisé au même endroit.

Le logiciel SUPRPUMP peut être utilisé pour estimer par moindres carrés les valeurs de K et S_s pour la méthode de Cooper et al. (1967). La solution optimale est celle qui minimise le carré des écarts entre les valeurs de H données par l'équation 3.19, et les valeurs expérimentales. La figure

3-17 présente des isocontours de la racine de la moyenne du carré des écarts en pied pour un essai simulé. Cet essai virtuel est basé sur les propriétés de l'aquifère alluvial de la rivière Kansas (McElwee et al. 1995b). Des erreurs de mesure synthétiques ont été ajoutées en arrondissant les valeurs de H au pouce près. On remarque que la solution optimale est beaucoup plus sensible à la valeur de K qu'à la valeur de S_s . On note aussi que deux minimums locaux peuvent être obtenus. Entre ces deux solutions, la valeur de S_s varie d'un facteur 5. Même avec des résultats numériques, la précision sur la valeur de S_s est faible.

Du côté des essais de choc hydraulique, on retrouve encore moins d'articles pour lesquels on compare et on valide les méthodes de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) et de Chapuis & Cazaux (2002) pour les milieux saturés. La plupart des résultats publiés sont interprétés avec des procédures basées sur celle de Bredehoeft & Papadopoulos (1980).

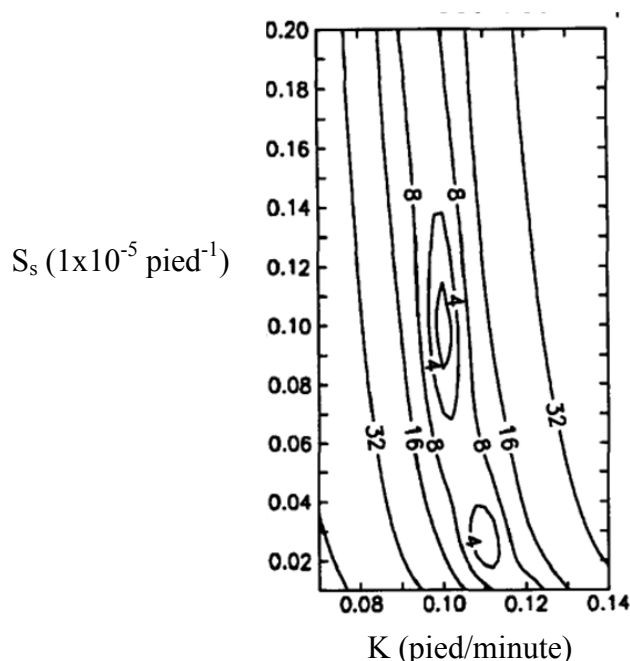


Figure 3-17 : Moyenne du carré des résidus pour l'estimation de K et S_s .

Tiré de McElwee et al. (1995b).

Fisher & Zwart (1997) ont utilisé la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) pour interpréter une série d'essais de choc hydraulique réalisés dans des sédiments marins récents.

Leurs essais ont été complétés dans le cadre du programme international de sondage des fonds marins. Le matériau testé par ces auteurs est un peu plus rigide que l'argile de Lachenaie (c_u de l'ordre de 250 kPa). En comparant les résultats de plusieurs tests réalisés dans le même forage et à la même profondeur, Fisher & Zwart (1997) ont observé une incertitude de facteur 10 000 sur les valeurs de S_s obtenues. Bekins et al. (2011) ont réinterprété les tests de Fisher & Zwart (1997) en éliminant certains essais affectés par une fracturation hydraulique. Ils obtiennent alors des valeurs de $K = 1 \times 10^{-8}$ m/s pour de l'eau à 20°C. Ces valeurs de K apparaissent réalistes lorsqu'elles sont comparées avec les paramètres utilisés pour caler un modèle numérique de l'évolution des pressions interstitielles dans ces sédiments.

On dispose aussi d'essais de choc hydraulique pour certains matériaux plus rigides. C'est le cas des essais réalisés dans l'argilite du site de Bure, en France. L'interprétation de ces essais de choc hydraulique est basée sur une version modifiée des équations 2.6 et 2.7 qui tient compte du potentiel chimique et de l'osmose, un phénomène qui n'est pas négligeable dans ce type de matériaux. Rousseau-Gueutin et al. (2010) obtiennent des valeurs de K de l'ordre de 1×10^{-13} m/s pour de l'eau à 20°C. Ces résultats sont cohérents avec ceux des autres types d'essais de perméabilité réalisés avec ce matériau, et avec les valeurs présentées dans la littérature pour des matériaux similaires.

Thorne & Spane (1985) présentent les résultats de trois séries d'essais de choc hydraulique réalisés dans le basalte du site expérimental de Hanford, dans l'état de Washington. Un facteur d'écart inférieur à 2 est obtenu entre les valeurs de K pour les essais de choc hydraulique interprétés avec la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980), et pour des essais à niveau variable réalisés dans les mêmes puits et interprétés avec la méthode de Cooper et al. (1967).

Les essais présentés par Fisher & Zwart (1997) et Rousseau-Gueutin et al. (2010) ne sont pas totalement convaincants en raison des conditions difficiles dans lesquels ils ont été réalisés. Les essais de Fisher & Zwart (1997) ont été exécutés dans des sédiments où les charges hydrauliques étaient très élevées par rapport à celles qui prévalent au fond de l'océan. En raison de ces pressions d'eau élevées, une quantité importante de sédiments s'est infiltrée dans la crépine et dans le tubage (Bekins et al. 2011). Tel que mentionné précédemment, certains essais ont aussi été affectés par une fracturation hydraulique en raison de la réduction des pressions suite à l'installation du tubage. Les matériaux entourant la crépine sont donc fortement remaniés.

Du côté des essais de Rousseau-Gueutin et al. (2010), le forage des galeries d'accès dans l'argilite a produit une réduction importante des contraintes totales. Cette réduction des contraintes totales produit une baisse des pressions d'eau qui se propage latéralement à partir des parois des galeries d'accès. L'arrivée de cette onde au niveau des instruments de mesure est superposée sur les résultats des essais de choc hydraulique et de choc chimique.

On peut conclure que l'on dispose de très peu d'essais de choc hydraulique de qualité dans la littérature. Pour le moment, il est donc difficile de comparer les méthodes d'interprétation existantes en utilisant des données expérimentales.

Même si les méthodes de Cooper et al. (1967) et Bredehoeft & Papadopoulos (1980) semblent mener à des valeurs de S_s qui ne pas toujours réalistes, on doit noter que les équations 2.6 et 2.7 permettent de reproduire la courbure présente au début des graphiques des vitesses. Pour les essais à niveau variable, on peut par exemple reproduire assez facilement avec le logiciel SEEP/W une courbure semblable à celle qui est visible à la figure 3-8 (Chapuis et al. 2012).

C'est la même chose avec les essais de choc hydraulique. La figure 3-18 montre un exemple d'essai réalisé dans un des puits d'observation de Lachenaie. Sur le graphique des vitesses expérimentales, on a superposé la droite de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) et un graphique des vitesses préparé à partir de la solution de Bredehoeft & Papadopoulos (1980). Dans les deux cas, l'interprétation est basée sur un diamètre virtuel $d_e = 0,192$ cm. Le calage de la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) a été fait visuellement en variant les valeurs de $H(t=0)$, S_s et K . La figure 3-18 présente aussi un graphique des vitesses numériques obtenues avec SEEP/W en supposant un écoulement 2D et en variant les mêmes paramètres que pour la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980). On reviendra sur la méthodologie à employer pour modéliser les essais de choc hydraulique avec SEEP/W et COMSOL au chapitre 4. Pour l'instant, on doit remarquer que la superposition des vitesses est relativement bonne. Aussi, on remarque que les valeurs de K obtenues avec les trois méthodes sont réalistes.

Bien que l'on puisse reproduire l'allure générale des graphiques des vitesses expérimentaux avec les équations 2.6 et 2.7, on peut se questionner sur la validité des hypothèses qui sont derrière ces équations. Au chapitre 5, on verra que la condition imposée sur les déplacements à l'interface entre l'argile et le massif filtrant a une influence sur les essais de perméabilité lorsque ceux-ci sont simulés avec le modèle $u-p$. On verra aussi que les méthodes de type contrainte totale

constante peuvent être adaptées pour tenir compte des déplacements de l'interface et pour obtenir des valeurs plus réalistes de m_v ou S_s , du moins en théorie.

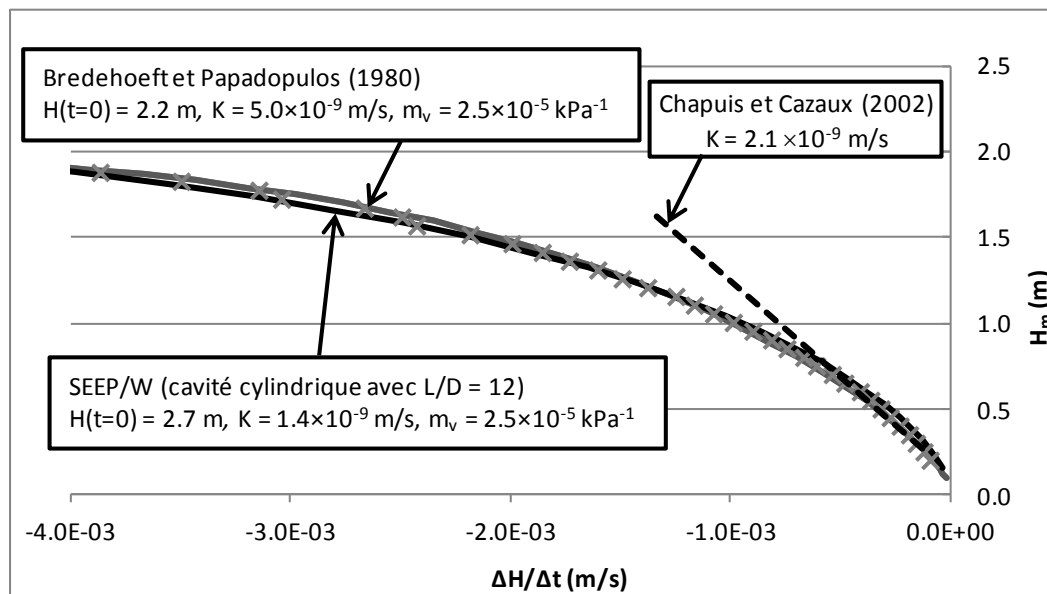


Figure 3-18 : Comparaison des méthodes d'interprétation pour les essais de choc hydraulique. Forage du site 8, centre de la couche d'argile, essai du 17 novembre 2010.

3.5 Analyse de l'expansion des cavités dans l'argile

La littérature géotechnique propose plusieurs solutions analytiques et numériques aux problèmes d'expansion de cavité dans les sols peu perméables. Le tableau 3-1 présente une liste d'applications qui peuvent être assimilées à des phénomènes d'expansion de cavité dans les sols. La principale source de solutions analytiques, empiriques et numériques pour l'expansion de cavité est l'essai pressiométrique (Baguelin et al., 1978). La liste de références du tableau 3-1 n'est pas exhaustive. On retrouve un grand nombre de publications sur le sujet dans le domaine de la géotechnique.

Pour les problèmes d'expansion de cavité rencontrés en géotechnique, on s'intéresse surtout à la relation entre les contraintes, les déformations et les pressions interstitielles dans le sol. Les solutions analytiques et numériques, de même que les programmes expérimentaux visent à définir la distribution des pressions interstitielles et des contraintes dans le sol après une

déformation ou une variation de la pression dans la cavité. On analyse parfois séparément l'expansion non drainée (par exemple l'expansion d'un pressiomètre) et la période de consolidation qui suit cette expansion (par exemple, la dissipation des pressions suite au battage d'un pieu). On cherche aussi à définir la relation entre le volume de la cavité et la pression à l'intérieur de celle-ci pour différentes relations constitutives.

Tableau 3-1 : Exemples d'expansions de cavité en géotechnique.

Applications	Références
Essai pressiométrique (expansion de cavité, <i>stress holding test</i> , <i>strain holding test</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Gibson & Anderson (1961) • Ladanyi (1972) • Palmer (1972) • Baguelin et al. (1972; 1978) • Fioravante (1994)
Battage des pieux	<ul style="list-style-type: none"> • Lo & Stermac (1965) • Randolph & Wroth (1979) • Roy et al. (1981)
Essai de pénétration au cône (CPT)	<ul style="list-style-type: none"> • Teh & Houlsby (1991)
Essai au cône effilé instrumenté préforé (ISCT)	<ul style="list-style-type: none"> • Ladanyi & Longtin (2005) • Silvestri & Abou-Samra (2008)
Expansion de cavité en cellule triaxiale	<ul style="list-style-type: none"> • Silvestri et al. (2005)

Du côté des essais de perméabilité in situ, les solutions développées en géotechnique pourraient être utilisées pour définir la distribution initiale des pressions interstitielles dans le sol et la relation entre la pression et le volume de la cavité qui contient le massif filtrant.

L'équation de Richards simplifiée (équations 2.6 et 2.7) est basée sur une hypothèse de contrainte totale constante et elle ne vérifie pas la compatibilité des déformations. Au début des essais de perméabilité in situ, le changement de niveau d'eau ou l'injection de la tige pour les essais de choc hydraulique provoque une augmentation de la charge et de la pression. En raison de cette augmentation de la pression, les contraintes totales radiale (σ_r) et tangentielle (σ_θ) à l'interface

entre le sol et le massif filtrant varient. Dans certains cas, ces changements induisent une variation instantanée des pressions interstitielles dans le sol et une variation du volume de la cavité (Gibson, 1970). Ces phénomènes ne peuvent pas être étudiés avec les équations 2.6 et 2.7.

La solution la plus simple pour l'état de contrainte autour d'une cavité en expansion est donnée par Gibson & Anderson (1961). Ces auteurs ont étudié l'expansion d'une cavité cylindrique dans un dépôt d'argile. Ils supposent un état plan de déformation (cavité très longue) et une relation linéaire élastique entre les déformations et les contraintes totales. Pour obtenir leur solution, on doit tout d'abord réécrire le système d'équations 2.36 en terme des composantes de la contrainte totale. On substitue ensuite dans ce système d'équations les définitions de ε_r et ε_θ pour une géométrie axisymétrique (équations 2.24 et 2.25). Les équations ainsi obtenues peuvent être substituées dans l'équation d'équilibre statique (équation 2.16). On peut démontrer que la distribution des valeurs de u_r doit alors être une solution à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) = 0 \quad (3.38)$$

Cette équation correspond au membre de droite de l'équation 2.47. Elle a pour solution générale l'équation suivante :

$$u_r = \frac{C_1}{r} + C_2 r \quad (3.39)$$

où C_1 et C_2 sont des constantes qui dépendent des conditions aux frontières. L'équation 3.39 a aussi été démontrée par Lamé (1852). Dans un milieu infini, la constante C_2 doit être nulle afin que les déplacements soient nuls lorsque r tend vers l'infini. Si on substitue l'équation 3.39 dans les composantes du vecteur déformation et dans l'équation 2.36, on obtient l'équation suivante :

$$\Delta \sigma_r = \frac{C_1 E}{(1 + \nu) r^2} \quad (3.40)$$

À l'interface ($r = D/2$, où D est le diamètre de la cavité), la valeur de $\Delta \sigma_r$ est donnée par l'incrément de pression dans la cavité (Δp). La constante C_1 doit donc prendre la valeur suivante :

$$C_1 = \frac{D^2(1+\nu)\Delta p}{4E} \quad (3.41)$$

Pour de faibles déformations, l'expansion d'une cavité exprimée par rapport à son volume initial ($\Delta V_{\text{cavité}}/V_{\text{cavité}}$) est donnée par $4u_r/D$. En substituant cette relation et la définition du module G (équation 2.38), dans l'équation 3.39, on obtient l'équation suivante :

$$\frac{\Delta V_{\text{cavité}}}{V_{\text{cavité}}} = \frac{\Delta p}{G} \quad (3.42)$$

C'est la solution de Lamé (1852) pour l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini.

On peut aussi substituer l'équation 3.39 et la valeur de C_1 dans le système d'équations 2.35 pour calculer la variation des composantes de la contrainte totale en fonction de r :

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\theta = \Delta p \frac{D^2}{4r^2} \quad (3.43)$$

$$\Delta\sigma_z = 0 \quad (3.44)$$

Randolph & Wroth (1979) notent que la moyenne des valeurs de $\Delta\sigma_r$, $\Delta\sigma_\theta$ et $\Delta\sigma_z$ données par les équations 3.43 et 3.44 est nulle. En supposant qu'une expansion non drainée ne puisse pas changer la contrainte effective moyenne ($\varepsilon_v = 0$), on constate que la pression interstitielle n'est pas affectée par l'expansion initiale de la cavité du massif filtrant. Rappelons toutefois que la démonstration précédente repose sur deux hypothèses importantes : on suppose que le sol n'atteint pas la rupture et qu'il a un comportement linéaire élastique. Pour ce cas particulier, on vérifie l'hypothèse selon laquelle les pressions d'eau dans le sol ne sont pas affectées par les variations de la contrainte totale. Avec la méthode de Cooper et al. (1967), cette hypothèse prend la forme de l'équation 3.14.

L'expansion de cavité qui est décrite par l'équation 3.41 n'est pas traitée par les méthodes de Hvorslev (1951) et de Cooper et al. (1967). Cette expansion peut avoir un impact non négligeable sur les essais à niveau variable qui sont réalisés dans l'argile avec de petits tubes (S_{inj} faible). Dans ce cas, pour que le niveau d'eau monte de 1 m dans le tube du piézomètre durant un essai à

niveau remontant, la quantité d'eau qui entre dans la zone filtre doit être suffisante pour accommoder à la fois l'expansion de la cavité causée par l'augmentation de la pression et l'augmentation du volume d'eau stocké dans le tube du piézomètre. Ces déformations mènent toujours – peu importe que l'essai soit à niveau descendant ou ascendant – à une sous-estimation de la conductivité hydraulique (Duhaime & Chapuis, 2008). Pour que cet effet soit important, l'interface entre l'argile et le massif filtrant doit évidemment être libre de se déplacer.

L'erreur sur K qui est associée à l'expansion de cavité est plus grande 1) si la zone de sol filtre à un volume important ($V_{\text{cavité}}$ élevé), 2) si le tuyau utilisé pour mesurer le débit a un faible diamètre (S_{inj} faible), et 3) si le sol est peu rigide (G faible). La figure 3-19 présente la relation entre la valeur apparente de K et le diamètre du tuyau d'injection pour un massif filtrant semblable à ceux que l'on retrouve sur les sites expérimentaux de Lachenaie. Le changement de volume de cavité est modélisé avec la relation de Lamé. Pour $d < 10$ mm, on peut avoir un facteur 2 d'erreur sur K .

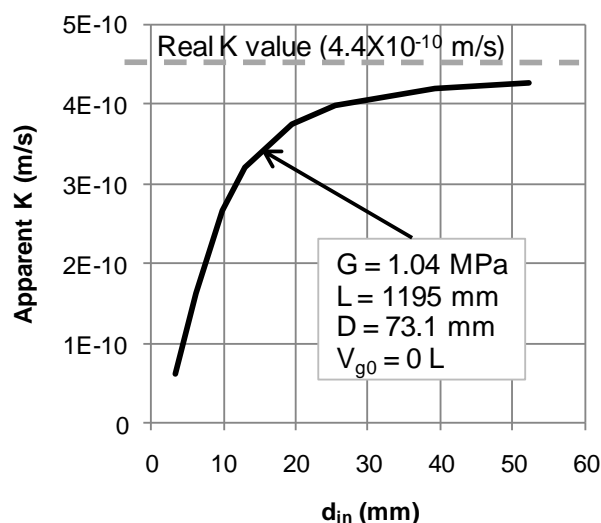


Figure 3-19 : Influence du diamètre du tubage sur la conductivité hydraulique mesurée.

Tiré de Duhaime & Chapuis (2008).

Pour les essais de perméabilité à niveau variable qui sont bien planifiés, le changement de niveau d'eau n'est généralement pas suffisant pour que la contrainte de cisaillement atteigne l'enveloppe de rupture. La rupture est évitée si la contrainte déviatorique ($\sigma_r - \sigma_\theta$) demeure inférieure à 2 fois

la résistance au cisaillement à l'état intact (c_u). En se basant sur l'équation 3.43 et en supposant un état de contrainte initialement isotrope, on déduit que la condition qui prévient la rupture à l'interface ($r = D/2$) peut être formulée de la façon suivante :

$$\Delta p \leq c_u \quad (3.45)$$

Pour un c_u de 50 kPa, une valeur réaliste pour l'argile de Lachenaie, la variation maximum de charge à l'intérieur de la cavité est d'environ 5 m d'eau. Au-delà de cette différence de charge, la paroi peut être cisailée.

Gibson & Anderson (1961), Randolph & Wroth (1979) ont étudié analytiquement la variation des pressions interstitielles dans la portion du sol qui est plastifiée lors du battage des pieux. Ils supposent un comportement élasto-plastique et des conditions non drainées. Dans le domaine plastique, la contrainte déviatorique est fixée à $2c_u$. La moyenne des composantes de la contrainte effective doit demeurer nulle pour que ε_v soit nulle. L'équation 3.46 donne alors la pression interstitielle dans la zone où le sol entre en plasticité :

$$p = 2c_u \ln(R_p / r) \quad (3.46)$$

où R_p est la distance radiale maximum où le sol entre en plasticité. La valeur de R_p est donnée par l'équation suivante :

$$R_p = D / 2\sqrt{G / c_u} \quad (3.47)$$

La distribution des pressions interstitielles donnée par l'équation 3.46 s'applique dans le cylindre allant de $r = D/2$ à R_p . À l'extérieur de ce cylindre, l'argile demeure dans le domaine élastique et il n'y a pas de surpression.

Vesić (1972) a utilisé les paramètres de pression interstitielle de Hankel (1960) et Skempton (1954) pour calculer la distribution des pressions interstitielles autour d'une cavité en expansion dans un matériau qui n'a pas un comportement élastique. L'équation suivante montre le lien entre le paramètre A de Skempton, l'augmentation de p et l'augmentation des composantes de la contrainte totale :

$$p = \Delta\sigma_\theta + A(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta) \quad (3.48)$$

Le paramètre A dépend entre autres du cheminement de contrainte. Pour un matériau ayant un comportement linéaire élastique, A est égal à $1/3$. Pour les argiles sensibles et les argiles normalement consolidées, A est plus élevé et peut atteindre une valeur de 1. Pour les argiles fortement surconsolidées, le coefficient A peut être négatif.

La figure 3-20 montre des distributions de p en fonction de r pour la solution de Vesić (1972). Différentes valeurs du paramètre A ont été utilisées. Les propriétés mécaniques de l'argile sont représentatives de celles qui seront rencontrées dans la phase expérimentale du projet ($G = 2$ MPa, $c_u = 50$ kPa). Les distributions de pression présentées sur cette figure correspondent à une expansion de cavité de $r = 0$ à $0,1$ m. Pour $A = 1/3$, on obtient une solution identique à celle de Randolph & Wroth (1979).

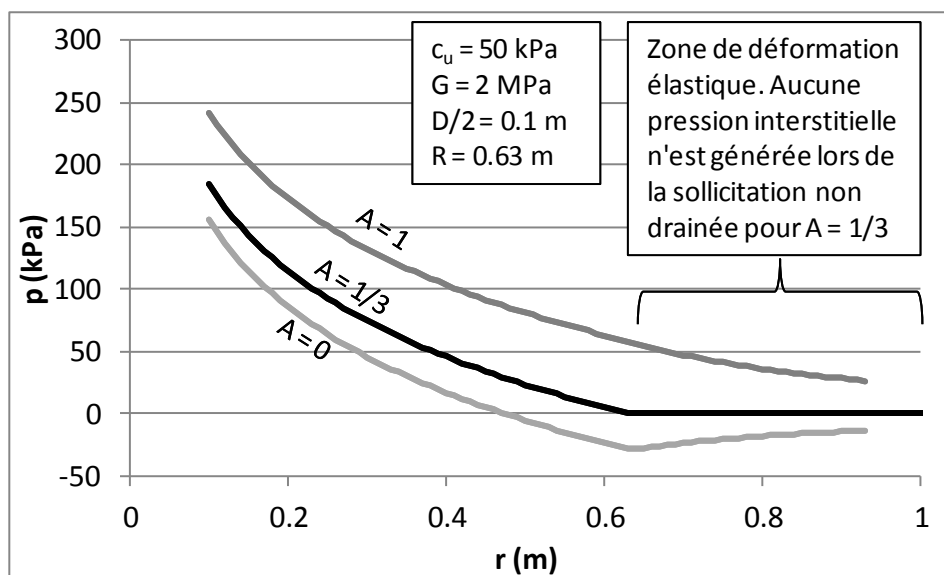


Figure 3-20 : Pression interstitielle suite au fonnement d'un pieu.

Solution de Vesić (1972) pour l'expansion d'une cavité de $r = 0$ à $0,1$ m.

La distribution des pressions interstitielles de la figure 3-20 s'applique à l'expansion d'une cavité dont le diamètre initial est nul. Il est toutefois possible de calculer le profil des pressions interstitielles pour un diamètre initial quelconque à partir des solutions obtenues pour l'expansion

d'une cavité dont le diamètre initial est nul. Le principe est simple : il suffit de remarquer que l'expansion d'un sol à partir d'un diamètre initial nul est équivalente à l'expansion d'une infinité de cylindres concentriques qui correspondent à autant de diamètres initiaux. Ladanyi (1963) présente une méthode simple pour convertir un profil de pression d'un diamètre initial à un autre.

Il est possible de reconstruire une distribution des pressions interstitielles autour d'une cavité en expansion à partir des résultats d'essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) (Ladanyi, 1963; 1972). On utilise directement les courbes de la contrainte déviatorique et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (ϵ_a). Il n'est pas nécessaire de supposer que le paramètre A est constant.

La figure 3-21 compare les distributions initiales de la pression autour d'un perméamètre sphérique qui sont obtenus à partir des résultats d'un essai triaxial consolidé non drainé réalisé avec l'argile de Lachenaie, et pour des valeurs constantes du paramètre A . On suppose une augmentation de la contrainte $\Delta\sigma_r$ de 20 kPa (2 m d'eau). Les courbes pour des valeurs constantes du paramètre A ont été obtenues à partir de la solution de Gibson (1970). On remarque que les surpressions calculées à partir de l'essai triaxial sont assez faibles et qu'elles ne correspondent pas à un coefficient A constant. En se basant sur plusieurs résultats d'essais triaxiaux, Ladanyi (1963) a lui aussi obtenu des distributions de pressions complexes qui ne correspondent pas à une valeur constante de A . La pression interstitielle augmente ou diminue selon la distance par rapport au centre de la cavité et selon les caractéristiques de l'argile.

La figure 3-21 présente aussi la distribution des pressions qui est donnée en régime permanent par l'équation 2.10 pour une augmentation de la charge hydraulique de 2 m. Ce profil de pression correspond à celui qui est utilisé avec les procédures d'interprétation de la famille de la méthode de Hvorslev (1951). On note que l'augmentation de la pression liée à l'augmentation de la contrainte totale est faible par rapport à la solution en régime permanent (identifiée écoulement en régime permanent à la figure 3-21).

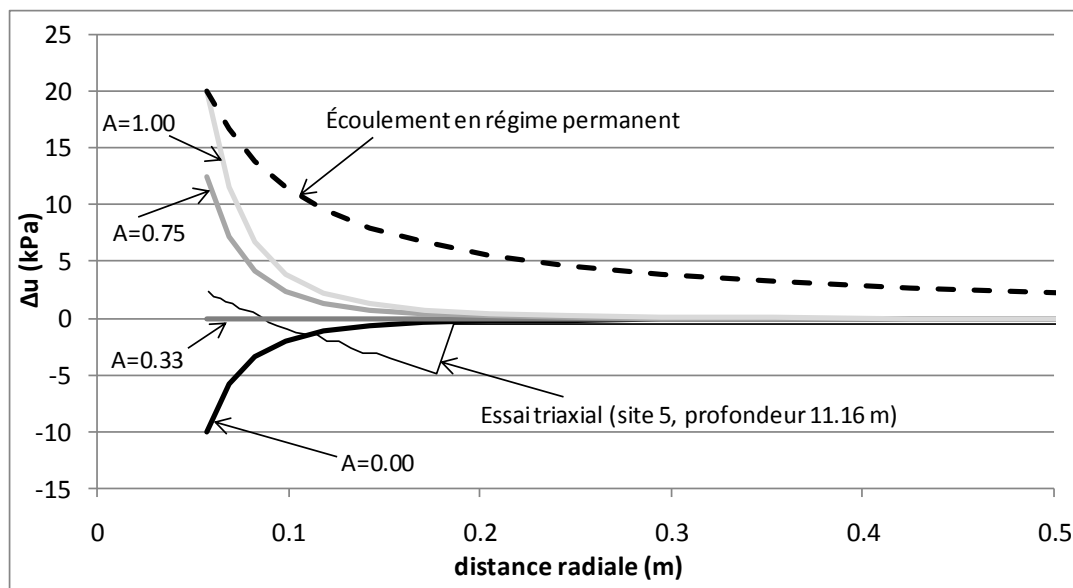


Figure 3-21 : Champ initial des pressions interstitielles autour d'un perméamètre sphérique. Augmentation du niveau d'eau de 2 m. Pour l'essai triaxial du site 5, la méthode de Ladanyi (1963) a été utilisée pour construire le profil de pression interstitielle.

Il est possible que l'augmentation des pressions interstitielles causée par les déformations inélastiques et l'augmentation de la contrainte totale puisse avoir un impact sur le déroulement de certains essais de perméabilité à niveau variable. Cette augmentation des pressions interstitielles aurait pour effet de diminuer le gradient hydraulique à l'interface entre le massif filtrant et l'argile. Sur le graphique adimensionnel des vitesses, cette diminution du gradient initial réduirait les vitesses initiales et la courbure. La figure 3-21 montre que cet effet devrait être plus important pour les argiles normalement consolidées (A près de 1), car l'augmentation de la pression est plus importante pour ces matériaux. Toutefois, comme l'augmentation de la pression est généralement faible par rapport à la solution de l'équation 2.10 (écoulement en régime permanent), l'hypothèse de Cooper et al. (1967) qui supposent une charge initialement nulle (matériau élastique) n'est pas nécessairement irréaliste.

La figure 3-22 présente une synthèse des composantes du changement de volume d'eau stocké dans un puits d'observation lors d'un essai de perméabilité. On y présente aussi les paramètres qui permettent de faire le lien entre ces quantités et le modèle u - p qui sera développé au chapitre 5. Pour l'instant, aucune méthode d'interprétation ne tient compte à la fois du changement de

volume de cavité, des variations du gradient hydraulique à l'interface entre le sol et le massif filtrant et de la variation de la quantité d'eau stockée dans le tuyau du puits d'observation.

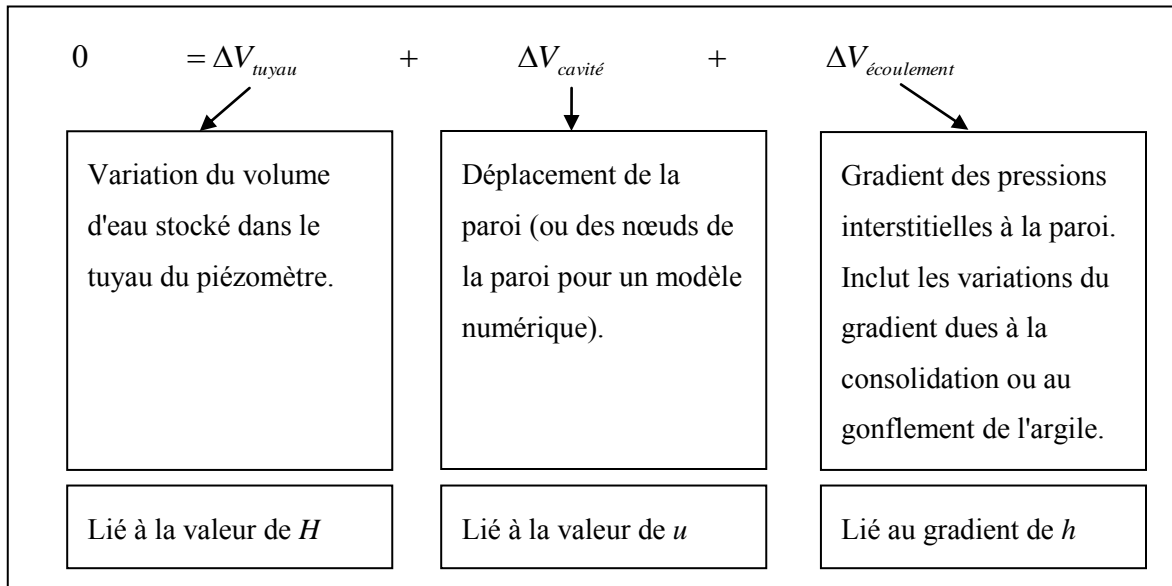


Figure 3-22 : Composantes du changement de volume et leurs liens avec le modèle u - p .

CHAPITRE 4 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU: THÉORIE ET MÉTHODOLOGIE

On présente ici certains éléments de théorie et de méthodologie concernant la méthode des éléments finis. L'utilisation de cette méthode numérique a permis, dans cette thèse, de résoudre les équations 2.10 (équation de Laplace), 2.6-2.7 (équation de Richards simplifiée) et 2.49-2.50 (modèle $u-p$). Au chapitre 5, on utilisera ces résultats numériques 1) pour évaluer les coefficients de forme applicables aux méthodes de Chapuis et al. (1981) et Chiasson (2005), 2) pour contribuer à la méthode du graphique des vitesses adimensionnelles de Chapuis (1998), 3) pour évaluer l'impact des hypothèses de l'équation de Richards simplifiée sur la modélisation des essais de perméabilité, et finalement, 4) pour réconcilier l'influence sur les graphiques adimensionnels des vitesses de l'expansion de cavité et des variations du gradient hydraulique à l'interface.

Dans ce chapitre, on développe dans un premier temps les équations de la méthode des éléments finis pour la résolution des équations 2.6-2.7, 2.10 et 2.49-2.50. On présente ensuite les éléments importants de la méthodologie qui a été utilisée pour résoudre ces équations avec les logiciels SEEP/W et COMSOL. Finalement, on introduit un script MATLAB pour intégrer numériquement la solution de Cooper et al. (1967).

4.1 Aspects théoriques de la méthode des éléments finis

On aborde dans cette section certains éléments de théorie concernant la méthode des éléments finis. La section débute avec une présentation de l'équation de Laplace et de l'équation de Richards simplifiée. On termine avec la formulation $u-p$. Le traitement qui est réservé à la méthode des éléments finis dans cette section est centré sur les informations qui sont nécessaires à la compréhension et l'évaluation des chapitres suivants. Pour plus de détails concernant l'aspect théorique de la méthode des éléments finis, le lecteur peut se référer à Johnson (2009) et Zienkiewicz et al. (2005). Pour un traitement centré sur la poromécanique, on peut se référer à la monographie très détaillée de Lewis & Schrefler (1998).

4.1.1 Équation de Laplace et intégration du débit

Pour les essais de perméabilité in situ, la résolution de l'équation de Laplace permet de calculer les coefficients de forme c nécessaires à l'interprétation des essais de perméabilité avec les méthodes en régime permanent (section 3.2). L'information qui est présentée ici est basée sur le développement donné par Duhaime & Chapuis (2009).

On multiplie tout d'abord l'équation de Laplace (équation 2.10) par une fonction test w . On intègre ensuite cette équation sur le domaine de calcul (Ω) :

$$\int_{\Omega} w \nabla^2 h \, d\Omega = 0 \quad (4.1)$$

Dans le cas des essais de perméabilité in situ, le domaine de calcul est un espace axisymétrique 2D. On applique ensuite le théorème de la divergence à l'équation 4.1 :

$$\int_{\Omega} \nabla \mathbf{w} \cdot \nabla \mathbf{h} \, d\Omega = \int_{\Gamma} w \nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma \quad (4.2)$$

Dans l'équation 4.2, Γ est la frontière du domaine Ω , et \mathbf{n} est un vecteur unitaire perpendiculaire à la frontière du domaine et qui pointe vers l'extérieur de celui-ci. On remplace ensuite h par une approximation basée sur une série de fonctions d'interpolation ψ_j et sur les valeurs de la charge h_j pour les $NDDL$ nœuds du domaine Ω .

$$h \cong \sum_{j=1}^{NDDL} \psi_j h_j \quad (4.3)$$

Pour la méthode dite de Galerkin, les polynômes de Lagrange sont utilisés à la fois comme polynômes d'interpolation et comme fonctions w . Le polynôme ψ_j vaut 1 au nœud j et 0 pour tous les autres nœuds du maillage. Pour des éléments linéaires, par exemple pour des triangles à 3 nœuds, le polynôme ψ_j varie linéairement à l'intérieur des éléments qui contiennent le nœud j . À l'extérieur de ceux-ci, la fonction d'interpolation est nulle (pour une représentation visuelle des fonctions d'interpolation, voir la figure 1.9 de Johnson, 2009).

Si on substitue l'équation 4.3 dans l'équation 4.2, et si on génère une équation par fonction test ψ_i , on obtient un système de $NDDL$ équations. Chaque équation à la forme suivante :

$$\sum_{j=1}^{NDDL} h_j \int_{\Omega} \nabla \psi_i \cdot \nabla \psi_j d\Omega = \int_{\Gamma} \psi_i \nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.4)$$

On peut réécrire ce système sous forme matricielle. La résolution du système d'équations 4.5 est au cœur de la résolution de l'équation de Laplace avec la méthode des éléments finis :

$$\mathbf{A}\mathbf{H} = \mathbf{S} \quad (4.5)$$

Dans cette équation, \mathbf{H} est le vecteur des charges aux nœuds. Les composantes de la matrice de rigidité \mathbf{A} et du vecteur des variables secondaires \mathbf{S} prennent les valeurs données par les équations 4.6 à 4.7.

$$A_{ij} = \int_{\Omega} \nabla \psi_i \cdot \nabla \psi_j d\Omega \quad (4.6)$$

$$S_i = \int_{\Gamma} \psi_i \nabla h \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.7)$$

Pour le calcul des coefficients de forme, on doit intégrer le débit sur la surface délimitée par l'interface entre l'argile et le massif filtrant du puits d'observation. Deux méthodes peuvent être utilisées : la méthode de la dérivée des variables primaires et celle des variables secondaires (Duhaime & Chapuis, 2009).

Pour la méthode de la dérivée des variables primaires, on calcule le gradient hydraulique en dérivant l'équation 4.3. L'équation 3.1 nous permet de déduire que le coefficient de forme correspond directement à l'intégrale du gradient de h à l'interface si on impose une différence de charge de 1 m entre l'interface et les frontières éloignées, et si on suppose que $K = 1$ m/s. L'équation 4.8 donne alors la valeur du coefficient de forme :

$$c = - \int_{interface} \nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} d\Gamma \cong - \sum_{j=1}^{NDDL} h_j \int_{interface} \nabla \psi_j \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.8)$$

Cette équation peut facilement être intégrée numériquement, par exemple avec COMSOL.

Pour la méthode des variables secondaires, on note que le membre de droite des équations 4.4 et 4.5 dépend du gradient de la charge. Si on suppose que le gradient hydraulique est localement constant à proximité des nœuds, la somme des variables secondaires à l'interface argile-massif filtrant prend la forme donnée par l'équation 4.9 :

$$\sum_{interface} S_i = \sum_{interface} \left(\nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} \int_{interface} \psi_i d\Gamma \right) \quad (4.9)$$

L'intégrale du membre de droite donne la surface de l'interface entre l'argile et le massif filtrant. Par conséquent, la somme des variables secondaires donne directement l'intégrale du gradient. En raison de leur signification physique en analyse des structures, les variables secondaires sont parfois appelées forces de réaction (*reaction forces*). C'est le cas dans la documentation de COMSOL.

Avec COMSOL, on a pu comparer les deux méthodes d'intégration du débit. Les résultats de cette comparaison sont présentés à la section 4.2.1.

4.1.2 Équation de Richards simplifiée et discrétisation des dérivées temporelles

La principale différence entre les équations 2.6 et 2.10 est la forme parabolique de l'équation de Richards Simplifiée. Avec celle-ci, un terme supplémentaire qui inclut la dérivée partielle de h par rapport à t vient s'ajouter au laplacien de h pour tenir compte des déformations du squelette granulaire. Rappelons que ces déformations sont causées par les variations de la pression interstitielle et de la contrainte effective dans le sol.

Si on suppose que K est isotrope et constant, et si on multiplie l'équation 2.6 par une fonction test w , l'application du théorème de la divergence produit l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} K \nabla \mathbf{w} \cdot \nabla \mathbf{h} d\Omega + \int_{\Omega} S_s \frac{\partial h}{\partial t} \mathbf{w} d\Omega = \int_{\Gamma} K w \nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.10)$$

L'équation 4.10 est parfois appelée forme quasi-variationnelle parce que la dérivée temporelle n'est pas discrétisée (Fortin & Garon, 2007). Notons que l'équation 4.10 prend des formes différentes dans COMSOL et dans SEEP/W. En effet, COMSOL utilise p comme variable primaire tandis que SEEP/W utilise h . Cette différence a peu d'impact sur la formulation et la programmation de la méthode des éléments finis. Nous adopterons ici une formulation basée sur la valeur de h .

Si on substitue l'approximation de la méthode des éléments finis (équation 4.3) dans l'équation 4.10, et si on utilise les mêmes fonctions d'interpolation comme fonctions tests et pour interpoler la charge et la dérivée de la charge par rapport au temps, on obtient l'équation suivante :

$$\sum_{j=1}^{NDDL} \dot{h}_j \int_{\Omega} K \nabla \psi_i \cdot \nabla \psi_j d\Omega + \sum_{j=1}^{NDDL} \dot{h}_j \int_{\Omega} S_s \nabla \psi_i \cdot \psi_j d\Omega = \int_{\Gamma} K \psi_i \nabla \mathbf{h} \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.11)$$

où \dot{h}_j est la dérivée de la charge par rapport au temps évaluée au nœud j . Si on substitue tour à tour les $NDDL$ fonctions d'interpolation comme fonctions tests, on produit un système de $NDDL$ équations. Ce système peut être réécrit sous forme matricielle comme on l'a fait pour l'équation de Laplace. Les entrées de la matrice \mathbf{A} et du vecteur \mathbf{S} prennent alors les valeurs suivantes :

$$A_{ij} = \int_{\Omega} K \nabla \psi_i \cdot \nabla \psi_j d\Omega \quad (4.12)$$

$$S_i = \int_{\Gamma} K \psi_i \nabla h \cdot \mathbf{n} d\Gamma \quad (4.13)$$

On doit ajouter une matrice \mathbf{M} pour le terme de la dérivée partielle par rapport au temps. Les composantes de cette matrice sont données par l'équation 4.14 :

$$M_{ij} = \int_{\Omega} S_s \psi_i \cdot \psi_j d\Omega \quad (4.14)$$

En combinant les équations 4.11 à 4.14, on obtient le système d'équations suivant :

$$\mathbf{A}\mathbf{H} + \mathbf{M}\dot{\mathbf{H}} = \mathbf{S} \quad (4.15)$$

où \mathbf{H} est le vecteur des charges aux nœuds et $\dot{\mathbf{H}}$ le vecteur de leur dérivée partielle par rapport au temps. Plusieurs méthodes permettent de discrétiser les dérivées temporelles. L'approche que l'on rencontre le plus souvent en pratique consiste à remplacer $\dot{\mathbf{H}}$ par une différence finie. C'est ce qui est fait pour les méthodes de type θ -schéma. En supposant que le vecteur \mathbf{S} est constant, cette famille de méthodes est définie par l'équation 4.16 :

$$\mathbf{H}_{i+1} = \mathbf{H}_i + \Delta t \left(\theta [\mathbf{M}^{-1}(\mathbf{S} - \mathbf{A}\mathbf{H}_{i+1})] + (\theta - 1) [\mathbf{M}^{-1}(\mathbf{S} - \mathbf{A}\mathbf{H}_i)] \right) \quad (4.16)$$

où H_{n+1} et H_n représentent les vecteurs de la charge avant et après l'étape de temps Δt , et θ est une constante qui varie entre 0 et 1. Avec SEEP/W, on utilise tout simplement la méthode d'Euler implicite ($\theta = 1$) :

$$\left(\frac{1}{\Delta t} \mathbf{M} + \mathbf{A} \right) \mathbf{H}_{i+1} = \frac{1}{\Delta t} \mathbf{M} \mathbf{H}_i + \mathbf{S} \quad (4.17)$$

COMSOL permet aussi l'utilisation de cette méthode. Toutefois, ce logiciel propose d'autres variantes et les méthodes qui sont suggérées par défaut diffèrent selon l'interface. Pour l'interface qui permet de résoudre l'équation de Richards simplifiée (*Darcy's law*), COMSOL propose une implémentation de la méthode des différences arrières (BDF) dont l'ordre varie entre 1 et 5. Les méthodes de la famille BDF ont l'avantage d'être très robustes. L'ordre 1 de cette famille correspond à la méthode d'Euler implicite qui est utilisée avec SEEP/W (équation 4.17).

COMSOL propose par défaut l'utilisation d'un algorithme de pas de temps adaptatif. Ce type d'algorithme permet de déterminer automatiquement le pas de temps à partir d'un critère d'erreur. Cette option est aussi disponible avec SEEP/W.

4.1.3 Formulation $u-p$

Les équations de la formulation $u-p$ ont été introduites à la section 2.7. Nous présentons ici la formulation de la méthode des éléments finis pour ce type de modèles (COMSOL AB, 2011a; Lewis & Schrefler, 1998). On suppose une géométrie 3D et un matériau isotrope et linéaire

élastique. On suppose aussi que la valeur de K est constante et que les phases liquides et solides sont incompressibles. Les équations 2.49 et 2.50 prennent alors la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_e & \mathbf{Q} \\ 0 & \mathbf{H}_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ \mathbf{Q}^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial \mathbf{u} / \partial t \\ \partial \mathbf{p} / \partial t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{F}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{S}_u \\ \mathbf{S}_p \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

où les différentes matrices sont données par les équations 4.19 à 4.25

$$\mathbf{K}_e = \int_{\Omega} \boldsymbol{\psi}_u^T \mathbf{L}^T \mathbf{D}_T \mathbf{L} \boldsymbol{\psi}_u d\Omega \quad (4.19)$$

$$\mathbf{Q} = \int_{\Omega} \boldsymbol{\psi}_u^T \mathbf{L}^T \mathbf{m} \boldsymbol{\psi}_p d\Omega \quad (4.20)$$

$$\mathbf{H}_p = \int_{\Omega} \nabla \boldsymbol{\psi}_p^T \frac{K}{\gamma_w} \nabla \boldsymbol{\psi}_p d\Omega \quad (4.21)$$

$$\mathbf{F}_p = \int_{\Omega} K \nabla \boldsymbol{\psi}_p^T d\Omega \quad (4.23)$$

$$\mathbf{S}_u = \int_{\Gamma} \nabla \boldsymbol{\psi}_u^T \mathbf{T} d\Gamma \quad (4.24)$$

$$\mathbf{S}_p = \int_{\Gamma} \nabla \boldsymbol{\psi}_p^T \frac{q_w}{\rho_w} d\Gamma \quad (4.25)$$

Les variables ψ_p et ψ_u représentent respectivement les fonctions d'interpolation pour la pression et les déplacements. La matrice \mathbf{T} et le scalaire q_w sont respectivement dictés par la condition naturelle sur les déplacements, une condition sur la contrainte appliquée à la frontière, et par la condition naturelle sur la pression, une condition sur le débit. Les autres symboles des équations 4.19 à 4.25 ont été présentés au chapitre 2.

Avec les définitions 4.19 à 4.25, on ne tient pas compte du poids des terres. Pour tenir compte de cette force volumique, on doit ajouter un terme à la définition du vecteur \mathbf{S}_u . Ce terme est toutefois constant lors de la modélisation des essais de perméabilité in situ. Négliger le poids des

terres avec un modèle linéaire élastique revient à modéliser l'écart entre l'état de contrainte durant l'essai et l'état initial.

Par défaut, COMSOL propose d'utiliser les mêmes fonctions d'interpolation quadratiques pour la pression et les déplacements. Toutefois, il est préférable d'utiliser des fonctions ψ_u et ψ_p distinctes. Dans certains cas, entre autres lorsqu'on veut modéliser le comportement d'un matériau à l'état non drainé ou le comportement d'un matériau peu perméable, les éléments de la matrice de perméabilité (\mathbf{H}_p) peuvent être très petits. On se retrouve avec des composantes presque nulles sur la diagonale de la première matrice de l'équation 4.18. On doit alors choisir des éléments qui respectent le critère de Babuska-Brezzi, ou critère inf-sup, pour assurer la stabilité de la simulation (Babuska, 1973; Lewis & Schrefler, 1998). Par exemple, il est possible d'utiliser des triangles pour la pression et les déplacements qui ont respectivement 3 et 6 nœuds. On appelle cette combinaison élément de Taylor-Hood (P2-P1). Pour une géométrie axisymétrique (2D), l'utilisation de cette combinaison génère 15 degrés de liberté par élément (12 pour les déplacements et 3 pour la pression).

Le système d'équations 4.18 comporte des dérivées partielles par rapport au temps. Pour les traiter, on peut utiliser les méthodes de différences finies qui ont été présentées à la section précédente pour la résolution de l'équation de Richards simplifiée. Par défaut, COMSOL propose plutôt la méthode alpha-généralisée pour l'interface *poroelasticity*. Par rapport à la famille de méthodes BDF, la méthode alpha-généralisée a l'avantage de laisser un certain contrôle sur l'amortissement de certaines erreurs numériques de haute fréquence. La méthode alpha-généralisée est surtout utilisée quand les méthodes de la famille BDF produisent un amortissement trop important des hautes fréquences, par exemple avec les équations de Navier-Stokes lorsque celles-ci sont utilisées pour modéliser la turbulence (Jansen et al., 2000). Les méthodes de la famille BDF, par exemple la méthode d'Euler implicite qui est utilisée avec SEEP/W, sont considérées comme étant plus stables. Pour le cas de la modélisation des essais de perméabilité in situ, l'utilisation de la méthode alpha généralisée ne procure pas d'avantages supplémentaires par rapport aux méthodes de la famille BDF.

4.2 Méthodologie

Dans cette section, on décrit la méthodologie employée pour réaliser les trois types de simulations numériques utilisés dans le cadre de cette thèse : 1) les simulations basées sur l'hypothèse d'un sol parfaitement rigide (équation de Laplace), 2) les simulations basées sur des hypothèses de contraintes totales constantes et de déformations latérales empêchées (équation de Richards simplifiée), et 3) les simulations avec un modèle $u-p$. Pour plus de détails sur la méthodologie, on peut se référer aux manuels d'instruction des deux codes commerciaux qui ont été utilisés dans cette thèse : COMSOL (COMSOL AB, 2011b) et SEEP/W (Geo-Slope International Ltd., 2008).

La section 4.2.4 donne la procédure utilisée pour intégrer numériquement la solution de Cooper et al. (1967). On utilise les résultats de cette solution à des fins de comparaison au chapitre 5.

4.2.1 Équation de Laplace

La méthodologie utilisée pour résoudre l'équation de Laplace est basée en partie sur celle de Duhaime & Chapuis (2009). Certaines améliorations ont toutefois été apportées au protocole de ces auteurs.

Les figures 4-1 et 4-2 présentent les deux principales géométries qui ont été utilisées pour le domaine de calcul Ω et les conditions aux frontières. La géométrie qui est présentée à la figure 4-1 correspond à une cavité dont le fond est perméable. Cette géométrie est représentative de certains puits d'observation. Le type d'installation présenté à la figure 4-2 a un fond imperméable. La limite inférieure du modèle correspond alors à un plan de symétrie. Cette deuxième géométrie reproduit certains perméamètres autoforeurs (Ratnam et al., 2005; Tavenas et al., 1990) et certains piézomètres battus (Leroueil et al., 1992). Elle a l'avantage de permettre l'obtention d'une solution semi-analytique au réseau d'écoulement (Mathias & Butler, 2007).

La figure 4-3 présente une géométrie similaire à celle de la figure 4-1. Toutefois, le cylindre est remplacé par deux sections cylindriques de diamètres D_1 et D_2 et de longueurs L_1 et L_2 . Cette géométrie est représentative des puits d'observation installés dans l'argile de Lachenaie (figure

7-3). L'origine de cette géométrie irrégulière sera expliquée plus en détail au chapitre 7. La géométrie de la figure 4-3 sera utilisée pour une seule série de simulations avec COMSOL.

Pour les trois géométries, L_{maillage} est un paramètre qui décrit la taille du domaine. On suppose généralement que celle-ci est infinie pour le calcul des coefficients c , mais à moins d'utiliser des éléments spéciaux qui simulent un domaine infini (Bettess, 1992), il est nécessaire d'utiliser une taille de grille finie avec COMSOL et SEEP/W.

L'interface *Darcy's law* a été utilisée avec COMSOL. Avec SEEP/W et COMSOL, on a imposé une valeur constante de $K = 1$ m/s de manière à ce que la valeur numérique du débit soit égale à c .

Pour les simulations finales, le paramètre D a été fixé à 0,114 m. On a préalablement vérifié que l'utilisation d'une valeur constante de D ne réduisait pas la portée de nos résultats : le rapport c/D dépend seulement du rapport L/D . Ce dernier a été varié de 2 à 20.

Pour la géométrie de la figure 4-3, les valeurs de D_1 et D_2 ont respectivement été fixées à 0,114 et 0,076 m, des dimensions identiques à celles des puits d'observation de Lachenaie. Une longueur totale ($L_1 + L_2$) de 0,838 m a été utilisée. Cette longueur correspond à la longueur moyenne des massifs filtrants dont l'installation est décrite au chapitre 7.

Des éléments avec des fonctions d'interpolation quadratiques (triangles à six nœuds) ont été utilisés dans COMSOL. Pour SEEP/W, une combinaison de quadrilatères bilinéaires (quatre nœuds) et de triangles linéaires (trois nœuds) a été employée.

La principale différence entre les deux modèles concerne le choix du maillage. Avec COMSOL, un algorithme de maillage adaptatif avec huit passes de raffinement a été utilisé pour les simulations finales. À chaque itération, le nombre d'éléments est approximativement augmenté d'un facteur 1.7. L'algorithme de maillage adaptatif permet d'ajouter des éléments aux endroits où on estime que la norme de l'erreur sur la charge (Norme $L^2(\mathcal{Q})$) est maximum (COMSOL AB, 2011b; Johnson, 2009). La figure 4-4 présente un exemple de maillage obtenu après 4 itérations de l'algorithme de maillage adaptatif (Duhaime & Chapuis, 2009). On remarque que le maillage est raffiné près de l'interface argile-massif filtrant, notamment près des discontinuités dans la géométrie et dans les conditions aux frontières (les deux arêtes du cylindre). Au total, les simulations avec COMSOL ont nécessité entre 499 000 et 812 000 éléments.

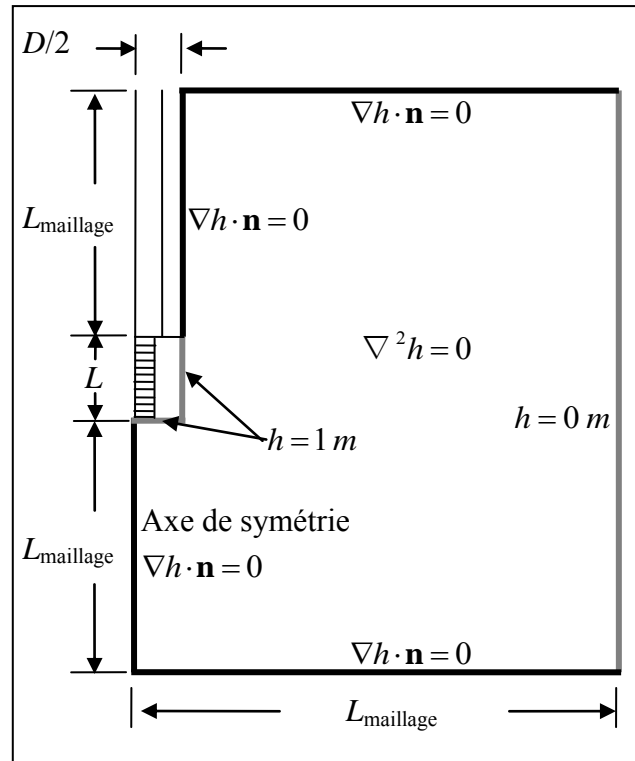


Figure 4-1 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec un fond perméable).

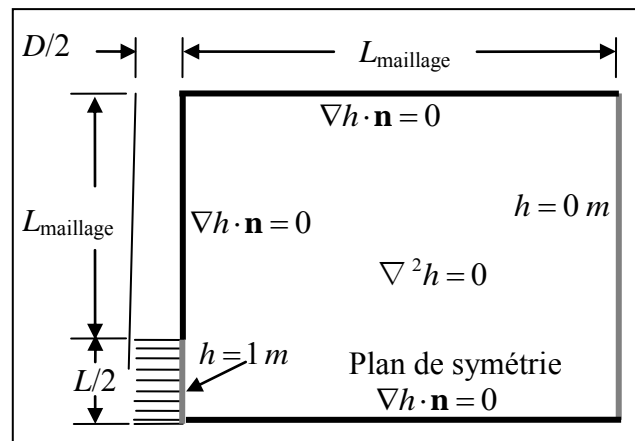


Figure 4-2 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec un fond imperméable).

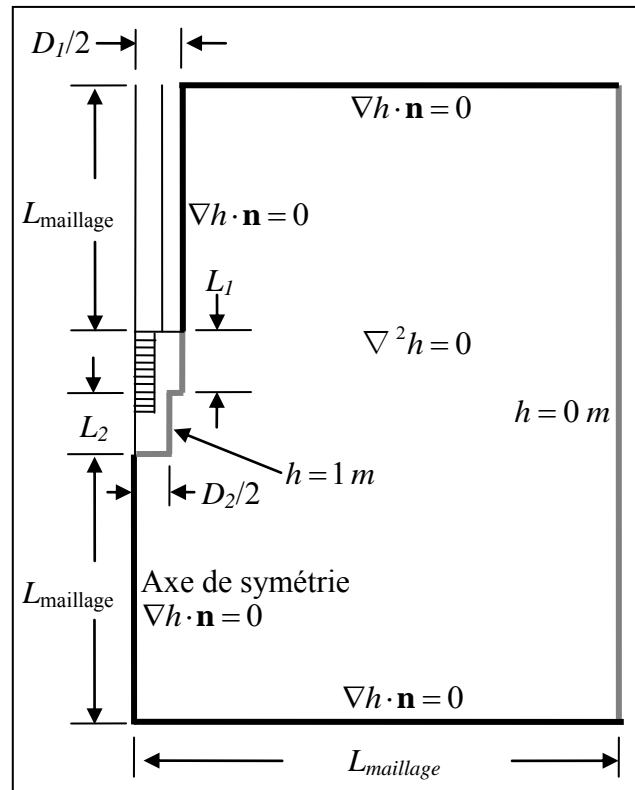


Figure 4-3 : Conditions aux frontières et taille du domaine pour la résolution de l'équation de Laplace (géométrie avec deux cylindres).

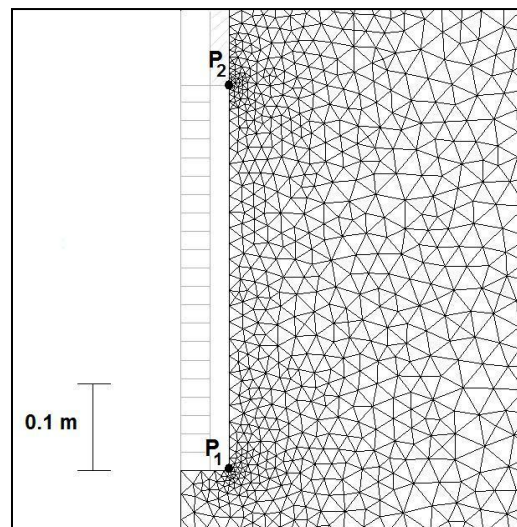


Figure 4-4 : Exemple de maillage pour l'algorithme de maillage adaptatif de COMSOL.

Tiré de Duhaime & Chapuis (2009). Rapport $L/D = 4$. Ce maillage comporte moins d'éléments que le maillage final.

Avec SEEP/W des éléments de 0,5 mm ont été utilisés à l'interface entre l'argile et le massif filtrant. Les modèles ont entre 35 000 et 126 000 éléments. Les paramètres du maillage sont identiques à ceux qui ont été utilisés pour les simulations en régime transitoire pour les valeurs de $\alpha \leq 0,01$ (simulation avec contraintes totales constantes, section 4.2.2 et figure 4-9). Une comparaison du nombre total d'éléments et de la taille de ceux-ci à l'interface pour les logiciels SEEP/W et COMSOL indique que la taille des éléments s'accroît plus rapidement avec la distance radiale pour les maillages utilisés dans SEEP/W.

SEEP/W et COMSOL proposent des méthodes différentes pour l'intégration du débit. Avec SEEP/W, on intègre le débit sur des sections définies par l'utilisateur. Pour chaque simulation, on a utilisé quatre sections situées à différentes distances de l'interface entre le sol et le massif filtrant. Avec COMSOL, on a calculé la somme des variables secondaires à l'interface et à la frontière éloignée (fonction $reacf(p)$). On a aussi intégré pour les mêmes frontières la composante normale des dérivées partielles des variables primaires ($nz*pz+nr*pr$). On obtient alors quatre valeurs de c par simulation (voir aussi la section 4.1.1.).

La vérification de la convergence pour le calcul des valeurs de c dans un milieu que l'on suppose infini est relativement simple. On doit tout simplement faire varier la taille des éléments et celle du domaine mathématique pour s'assurer que les méthodes de calcul du débit convergent vers une valeur unique de c .

On a tout d'abord vérifié l'influence de la taille des éléments à l'interface ($L_{\text{éléments}}$). Le logiciel COMSOL a été utilisé pour cette vérification. Deux types de simulations ont été réalisés. Dans un premier temps, on a imposé différentes tailles d'éléments à l'interface et un taux constant d'augmentation de cette taille entre des éléments voisins de 1,1. Ces paramètres sont identiques à ceux qui ont été utilisés pour les simulations avec des contraintes totales constantes et avec le modèle $u-p$. Dans un deuxième temps, on a étudié la variation des valeurs de c pour les itérations successives de l'algorithme de maillage adaptatif.

Les résultats de la vérification de l'influence de la taille des éléments à l'interface sur la convergence sont présentés à la figure 4-5 pour un rapport L/D de 6. Pour les maillages issus de l'algorithme de maillage adaptatif, on présente la taille moyenne des éléments à l'interface (nombre d'éléments à l'interface divisé par $L + D/2$). On remarque tout d'abord que toutes les méthodes d'intégration du débit convergent vers une valeur unique de c . La méthode des

variables secondaires converge beaucoup plus rapidement que la méthode de la dérivée des variables primaires. Avec la somme des variables secondaires, l'erreur sur c est très faible dès que $L_{\text{élément}} < D/10$ (11 mm). Si on compare les maillages générés pour l'algorithme de maillage adaptatif avec ceux qui sont basés sur une valeur constante de $L_{\text{élément}}$ à l'interface (maillage régulier à la figure 4-5), on remarque que ces derniers convergent un peu plus lentement, mais que la différence entre les deux types de maillage est somme toute assez faible. La convergence des valeurs de c dépend donc surtout de la taille moyenne des éléments à l'interface.

Dans un deuxième temps, on a varié la taille du domaine (L_{maillage}) dans le logiciel COMSOL. La figure 4-6 présente les valeurs de c en fonction de L_{maillage} pour la géométrie avec fond perméable et pour un rapport L/D de 20 ($D = 0,114$ m). On remarque que la valeur de c tend vers une valeur constante lorsque L_{maillage} augmente (marqueurs noirs).

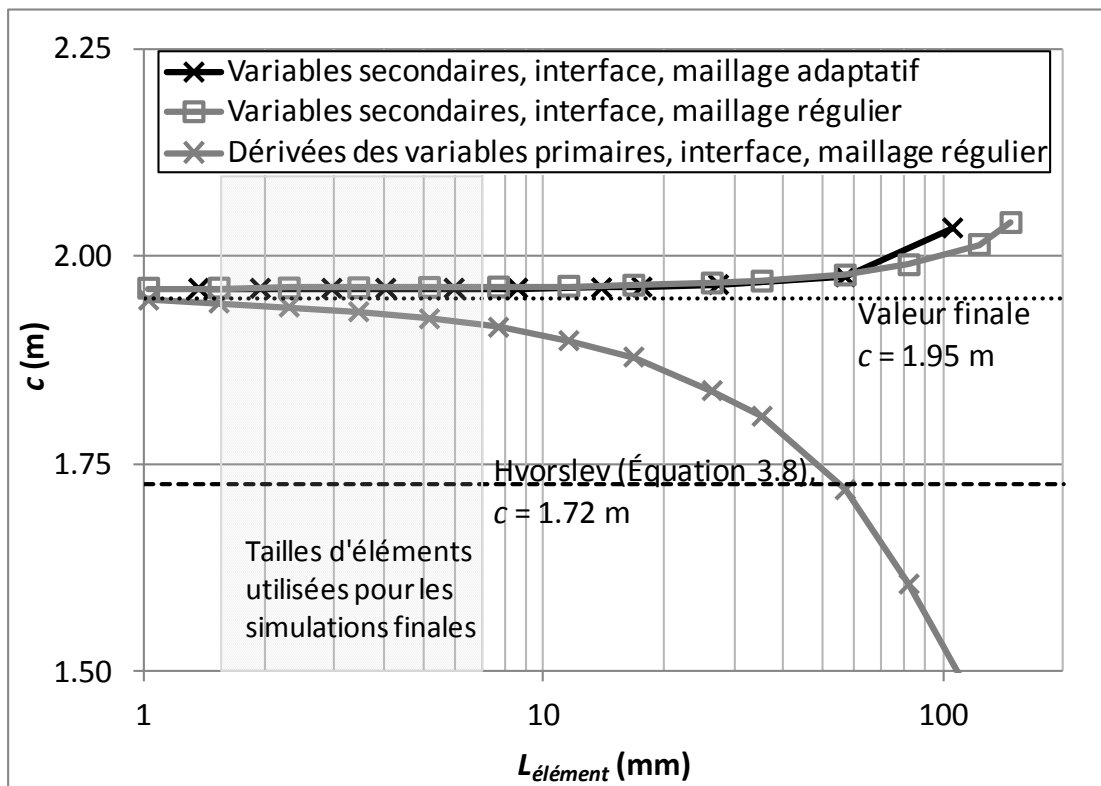


Figure 4-5 : Valeurs de c en fonction de la taille des éléments à l'interface et de la méthode d'intégration du débit ($L/D = 6$, $D = 0,114$ m).

La figure 4-6 présente aussi les valeurs c corrigées au premier ordre pour l'influence des frontières à l'aide de la méthode des puits images proposée par Chapuis (1989) (marqueurs gris). Pour les conditions aux frontières des figures 4-1 et 4-2, en supposant que L et D sont faibles par rapport à L_{maillage} , cette correction prend la forme suivante :

$$c' = \frac{1}{\frac{1}{c} + \frac{1}{2\pi L_{\text{maillage}}}} \quad (4.26)$$

La figure 4-6 indique que la valeur corrigée c' n'est pas constante. Pour une valeur donnée de L_{maillage} , la valeur de c' sous-estime la valeur réelle de c . Plus L_{maillage} augmente, plus la valeur de c' tend vers la valeur brute de c . L'écart entre la valeur de c' et la valeur numérique de c quand L_{maillage} est grand est probablement due au fait que la correction de Chapuis utilise une seule série de puits image pour compenser l'effet des frontières. En fait, la correction devrait correspondre à une série infinie de puits (voir par exemple Cassan, 1980, p. 60). La correction de Chapuis (1989) est donc en quelque sorte le premier terme d'une série infinie. Elle a l'avantage de poser une limite supérieure à l'erreur produite par l'utilisation d'un domaine de calcul fini.

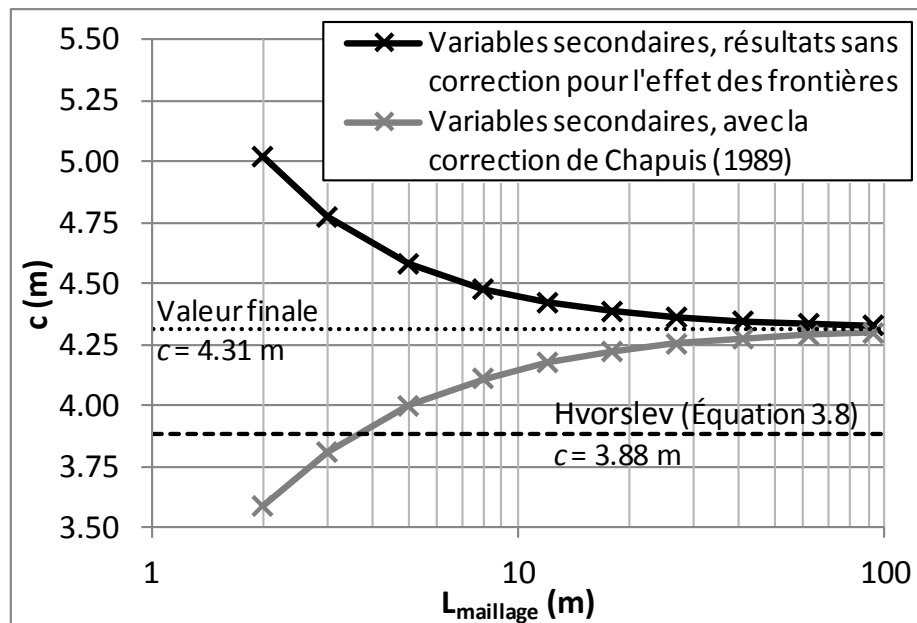


Figure 4-6 : Valeurs de c en fonction de la taille du domaine, et correction de Chapuis (1989).

Pour les simulations finales, on a choisi la valeur de L_{maillage} de manière à limiter à 1 % l'écart entre c et c' . La valeur de L_{maillage} est alors donnée par $50c/\pi$. On a calculé la valeur de L_{maillage} a priori en supposant que les valeurs de c seraient du même ordre que celles qui sont données par l'équation 3.8. Pour l'ensemble des simulations, L_{maillage} varie entre 16 m pour un rapport L/D de 2 et 62 m pour un rapport L/D de 20. Notons au passage que ces valeurs de L_{maillage} sont grandes par rapport à l'épaisseur du dépôt d'argile de Lachenaie et qu'elles ne sont pas représentatives du volume de sol testé par les essais de perméabilité in situ. On reviendra sur le problème du volume de sol influencé par les essais de perméabilité à la section 5.2.3.

Pour obtenir les valeurs finales du coefficient de forme corrigé pour l'influence de la taille finie du domaine de calcul, on a utilisé la moyenne des valeurs de c et c' . La figure 4-6 indique effectivement que la valeur de c tend vers cette valeur moyenne quand L_{maillage} augmente. Avec COMSOL, on a utilisé comme valeur brute la moyenne des débits obtenus par la somme des variables secondaires. Avec SEEP/W, on a utilisé la moyenne des quatre sections de débit.

En plus de présenter les résultats de la méthode des éléments finis, les figures 4-5 et 4-6 présentent les valeurs de c obtenus à l'aide de l'équation 3.8. Dans les deux cas ($L/D = 6$ et $L/D = 20$), on ne converge visiblement pas vers les valeurs de l'équation de Hvorslev (1951).

Un exemple de script MATLAB, qui a permis l'automatisation des calculs de c avec COMSOL, est fourni à l'annexe 1. Des résultats détaillés pour les simulations réalisées dans SEEP/W et COMSOL sont fournis à l'annexe 2.

4.2.2 Simulations avec des contraintes totales constantes

Les simulations avec des contraintes totales constantes ont principalement été réalisées avec le logiciel SEEP/W. Le logiciel COMSOL a aussi été utilisé, mais à des fins de vérification seulement. L'objectif principal de ces simulations était de contribuer à la méthode du graphique adimensionnel des vitesses (figure 3-13). La plupart des simulations ont été réalisées avec la géométrie à fond perméable (figure 4-1). Quelques simulations ont été faites avec la géométrie de la figure 4-3 (deux cylindres) pour vérifier si nos apports à la méthode de Chapuis (1998) s'appliquent aussi à cette géométrie qui est plus représentative des massifs filtrants rencontrés à Lachenaie.

Plusieurs dizaines de simulations préliminaires ont été effectuées pour vérifier si les solutions étaient bien indépendantes des paramètres numériques ($L_{\text{élément}}$, L_{maillage} , durée de la période de transition entre l'application des conditions initiales et le régime transitoire, etc.). Un résumé de ces vérifications est présenté dans cette section. On a jugé de l'influence des différents paramètres numériques en variant leur valeur et en comparant les graphiques des vitesses et les vitesses de normalisation ainsi obtenues. On a aussi comparé les erreurs sur le bilan hydrique fournies par SEEP/W. Ces erreurs correspondent à la différence entre le volume d'eau qui entre par les frontières et la variation du volume d'eau contenu à l'intérieur du domaine de calcul. Nous l'avons exprimée sous forme de pourcentage de la variation cumulative de la quantité d'eau stockée dans le sol. Généralement, une faible erreur sur le bilan hydrique indique que la simulation s'est bien déroulée et que le maillage et les pas de temps ont été bien choisis (Geo-Slope International Ltd., 2008).

Les simulations ont été réalisées en trois étapes. Tout d'abord, une étape en régime permanent est utilisée pour fixer les conditions initiales des simulations en régime transitoire. Au cours de cette phase, on applique une condition de Dirichlet avec $h = 100$ m sur au moins une des frontières du modèle. On utilise une charge arbitraire de 100 m pour s'assurer que la composante p/γ_w de la charge demeure positive à l'interface entre l'argile et la zone de sol filtre. Autrement, la condition aux frontières $H(V)$ utilisée pour la deuxième phase du régime transitoire – une condition selon laquelle la charge est fonction de l'intégrale du débit ou, en d'autres mots, du volume total d'eau qui est entré ou sorti par une frontière – ne peut être appliquée correctement par le logiciel SEEP/W, et ce même si on utilise des relations $K(p)$ et $\theta(p)$ qui supposent un sol saturé. Avec une condition $H(V)$ à la frontière, le logiciel SEEP/W impose un débit nul si la composante p/γ_w de la charge est négative.

Après le régime permanent, une première simulation en régime transitoire permet d'augmenter progressivement la charge au niveau de l'interface argile-sol filtre. Cette augmentation progressive permet d'éviter certaines oscillations numériques de la variable primaire qui peuvent être observées lorsqu'un changement brusque de conditions aux frontières est imposé (Zienkiewicz et al., 2005). Pour l'ensemble des simulations, la charge a été augmentée de 100 à 101 m. Le choix de $H(t=0) = 1$ m est arbitraire. Comme avec les méthodes de Cooper et al. (1967) et Hyder et al. (1994), pour un rapport L/D donné, chaque valeur de α (équation 3.17) mène à une relation unique entre $H/H(t=0)$ et la vitesse normalisée. Une période de transition de

1 s a été utilisée pour toutes les simulations. La période de transition a été divisée en 100 étapes de 0,01 s. La figure 4-7, montre l'impact pour $\alpha = 2,2$ de la durée de la période de transition et du nombre d'étapes de temps pour cette période. Cette valeur de α s'apparente à celles qui sont obtenues en pratique avec l'essai de choc hydraulique, l'essai qui est le plus sensible à la durée de cette période de transition. On note que la durée de la période de transition a alors une légère influence sur le graphique des vitesses. Notons qu'une durée de transition de 1 s est assez réaliste lorsqu'on la compare au temps nécessaire pour enfoncer la tige lors des essais de choc hydraulique.

Pour toutes les simulations, on a utilisé $K = 1 \times 10^{-9}$ m/s, une valeur représentative pour les argiles Champlain. Encore une fois, cette valeur est arbitraire. On obtient le même graphique adimensionnel des vitesses peu importe le choix de K . Ce choix influence seulement la vitesse de normalisation, celle-ci étant proportionnelle à K .

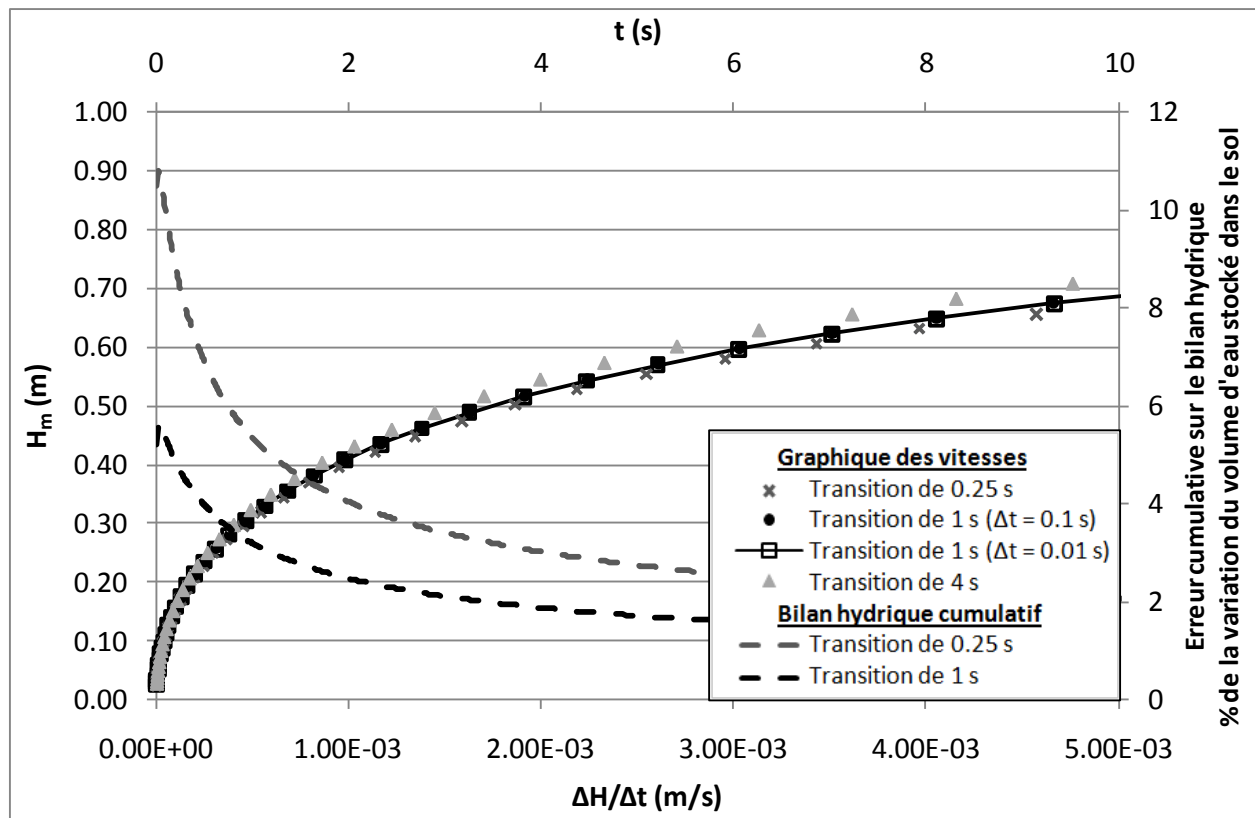


Figure 4-7 : Influence de la période de transition sur les essais de choc hydraulique.

($L/D = 6$, $D = 0,114$ mm, $m_v = 10^{-4}$ kPa, $\alpha = 2,2$).

Pour la deuxième phase du régime transitoire, on utilise une condition à la frontière de type $H(V)$. La figure 4-8 présente les points qui doivent être utilisés pour définir cette fonction dans SEEP/W. Le volume d'eau cumulé à l'origine correspond à la variation du volume d'eau stocké dans le tuyau du piézomètre pour une diminution de la charge de 1 m. La valeur de $S_{inj} \times 1 \text{ m}$ doit être divisée par un facteur 2π parce que le code SEEP/W considère seulement un secteur d'un radian pour les géométries axisymétriques. Pour l'essai de choc hydraulique, d correspond à d_e , le rayon du tuyau virtuel. Aux frontières éloignées, on utilise une condition de Dirichlet ($h = 100 \text{ m}$), la même que dans les étapes précédentes.

La figure 4-9 présente un exemple de maillage utilisé avec le logiciel SEEP/W. Avec l'algorithme de maillage du logiciel SEEP/W, on assigne des tailles d'éléments à des régions, des subdivisions du domaine de calcul définies par l'utilisateur. On peut aussi assigner des tailles d'éléments aux arêtes qui délimitent ces régions. La figure 4-9 présente certains paramètres jugés plus importants pour la reproduction de nos résultats numériques pour $\alpha \leq 1$.

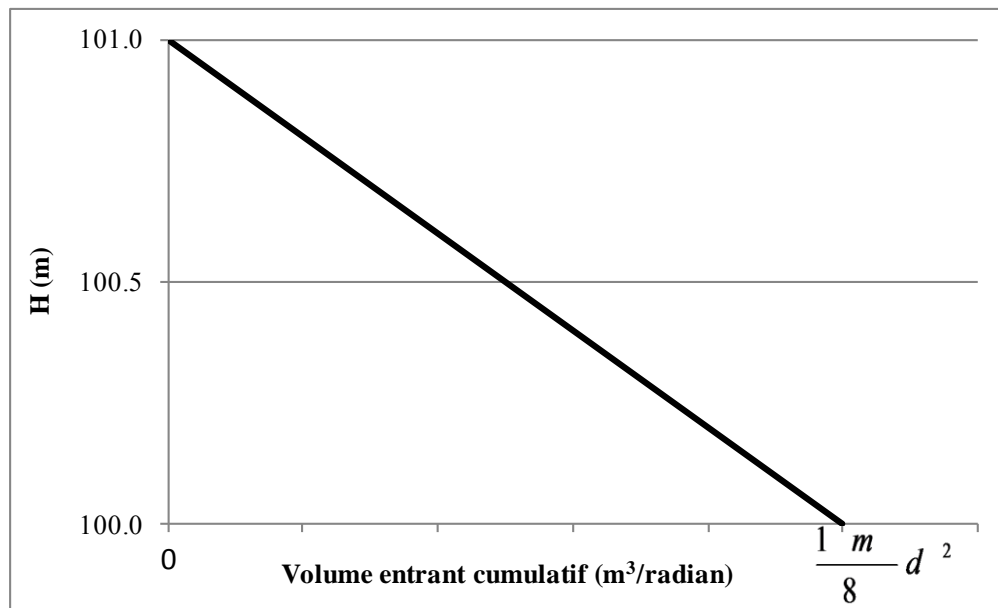


Figure 4-8 : Fonction à utiliser pour la condition à l'interface argile - massif filtrant.

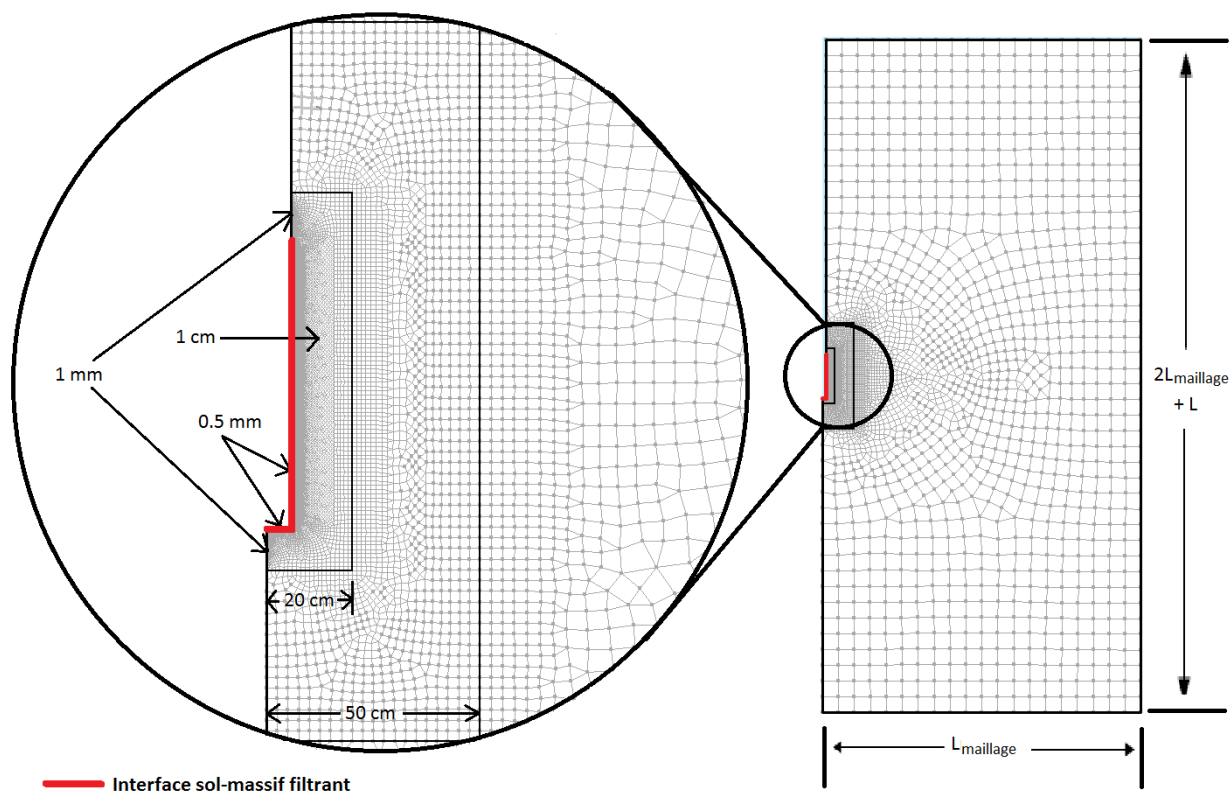


Figure 4-9 : Exemple de maillage utilisé avec le logiciel SEEP ($\alpha \leq 1$).

Les deux principales séries de vérifications qui ont dû être faites avant d'adopter une méthodologie définitive pour la génération des maillages s'apparentent à celles qui ont été rapportées à la section précédente pour la résolution de l'équation de Laplace.

Tout d'abord, comme Duhaime & Chapuis (2009) l'ont observé, la taille des éléments à l'interface sol - massif filtrant ($L_{\text{éléments}}$) est critique. La figure 4-9 montre que des éléments de 0,5 mm ont été utilisés à l'interface pour $\alpha \leq 1$. Pour les valeurs de α supérieures à 1, on a utilisé les valeurs de $L_{\text{éléments}}$ qui sont présentées au tableau 4-1. Les tailles utilisées pour les autres régions de la figure 4-9 ont été ajustées proportionnellement au rapport $L_{\text{éléments}}/0,5 \text{ mm}$. Ces tailles d'éléments assurent une solution indépendante du maillage pour l'ensemble des problèmes à l'étude dans cette thèse. Plusieurs vérifications ont été faites pour s'assurer de cette indépendance.

Des exemples de vérifications ayant permis de valider les maillages sont présentés aux figures 4-10 et 4-11. La figure 4-10 montre le graphique des vitesses et l'erreur sur le bilan hydrique cumulatif pour trois tailles d'éléments ($L/D = 6$ et $\alpha = 0,1$). On remarque que les résultats sont peu

affectés si on fait passer $L_{\text{élément}}$ de 0,5 à 0,25 mm. Le bilan hydrique se voit toutefois grandement amélioré si on passe d'une taille de 10 à 0,5 mm, la taille utilisée pour les simulations finales avec $\alpha = 0,1$.

La figure 4-11 montre quant à elle la variation en fonction de $L_{\text{élément}}$ du coefficient de forme apparent qui est calculé à partir du débit et de l'équation 3.1 pour $H = 0,25$ m. Au chapitre 5, on étudiera en détail les variations des coefficients de forme apparents au cours des essais à niveau variable dans les milieux déformables. On utilisera le symbole $c_{0,25}$ pour représenter la valeur apparente de c qui est calculée à partir de l'équation de Richards simplifiée pour $H/H(t=0) = 0,25$. Les fortes variations de $c_{0,25}$ rencontrées pour $\alpha = 10$ par rapport à celles que l'on observe pour $\alpha = 0,1$ souligne que le choix de $L_{\text{élément}}$ est surtout critique pour les valeurs élevées du paramètre α .

La deuxième vérification est liée à la taille du domaine de calcul. Pour les travaux de cette thèse, on suppose que le milieu est infini. On doit donc s'assurer que la taille du domaine est suffisamment grande pour ne pas avoir d'incidence sur l'allure du graphique adimensionnel des vitesses. La taille du domaine a plus d'incidence sur les simulations pour les matériaux rigides et pour l'essai de perméabilité à niveau variable (faibles valeurs de α). Le tableau 4-2 présente les tailles du domaine de calcul (L_{maillage}) qui ont été utilisées en fonction de la valeur du paramètre α . Ces valeurs ont été obtenues par tâtonnement : on a augmenté la taille de la grille jusqu'à ce que le coefficient de forme $c_{0,25}$ soit constant. La figure 4-9 montre comment le domaine de calcul est construit à partir des valeurs de L , D et L_{maillage} . La variable L_{maillage} correspond en fait à la distance minimum entre la zone de sol filtre et les frontières éloignées.

Tableau 4-1 : Valeurs de $L_{\text{éléments}}$ pour différentes valeurs de α .

α (-)	$L_{\text{éléments}}$ (mm)
≤ 1	0,5
2,5 et 5	0,25
10 et 25	0,1

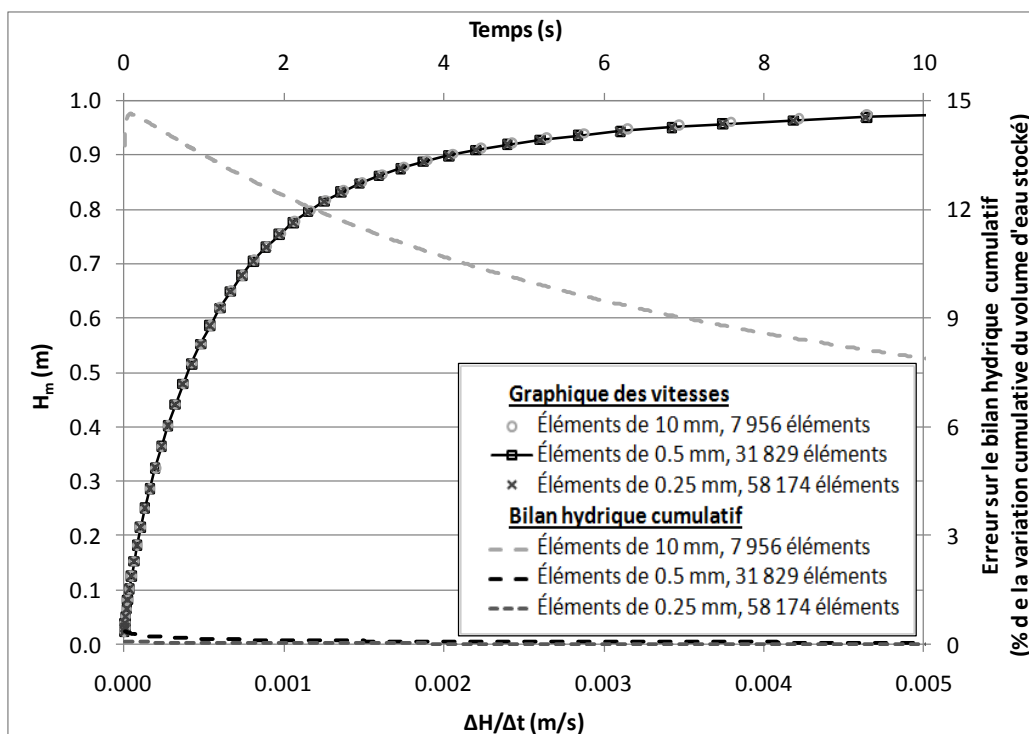


Figure 4-10 : Exemple d'étude paramétrique permettant de fixer la taille des éléments à l'interface sol-massif filtrant ($L/D = 6$, $D = 0,114$ mm, $m_v = 5 \times 10^{-6}$ kPa, $\alpha = 0,1$).

Pour les simulations en régime transitoire, le choix des pas de temps peut avoir une influence sur les résultats. Dans le cadre de cette thèse, une distribution exponentielle a été utilisée. Cette distribution permet d'utiliser des étapes de calcul plus courtes au début de l'essai, alors que la charge et le gradient de la charge varient très rapidement à proximité de la lanterne. La figure 4-12 présente l'erreur cumulative du bilan hydrique en fonction du temps pour quatre valeurs du pas de temps initial. On remarque que ce paramètre a très peu d'impact sur la solution. Augmenter le nombre d'étapes de calcul au-delà de 2500 affecte très peu la solution. Les simulations ont une durée totale qui varie entre 1 800 s ($\alpha = 25$) et 21 jours ($\alpha = 2,5 \times 10^{-4}$). Pour les simulations dont la durée totale est de 10 800 s, un pas de temps initial de 0,01 s a été utilisé. Pour les simulations dont la durée totale est différente, on multiplie 0,01 s par le rapport entre la durée totale et 10 800 s.

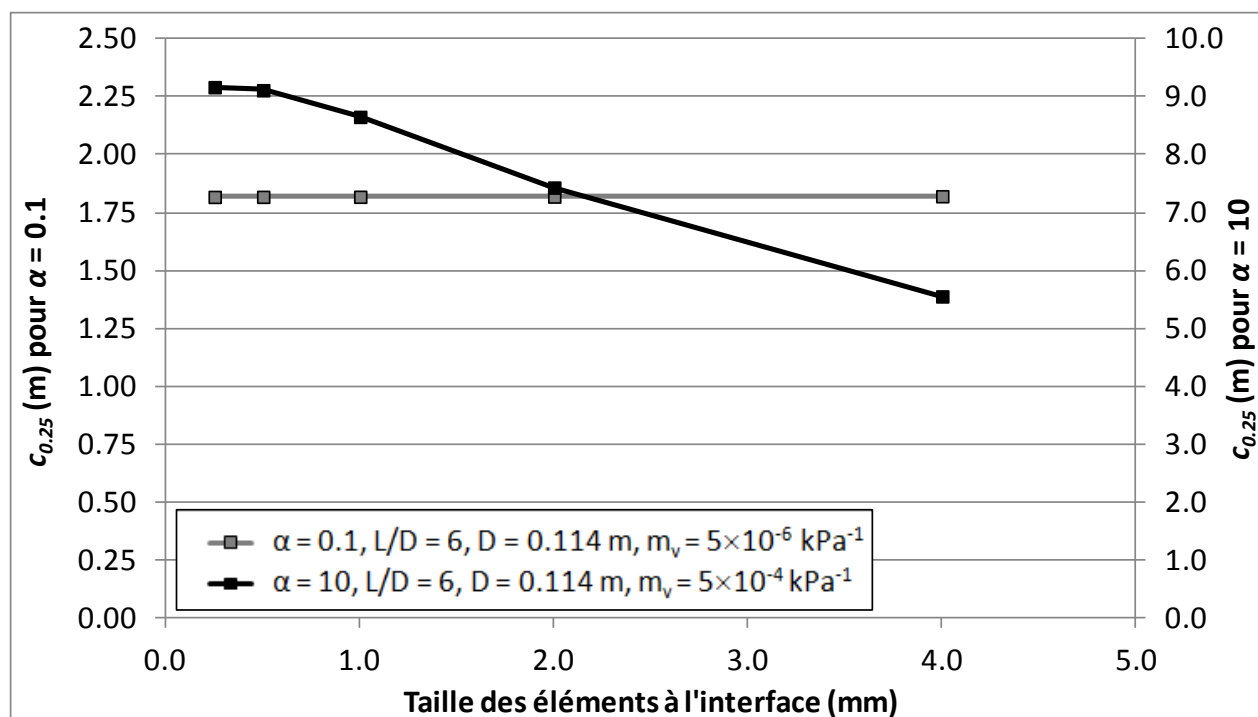


Figure 4-11 : Variation de $c_{0,25}$ en fonction de $L_{\text{élément}}$.

Tableau 4-2 : Tailles des domaines de calcul utilisés en fonction de α .

Gamme de valeurs de α (-)	L_{maillage} (m)
< 0,01	20
0,01 - 0,1	10
> 0,1 - 1	5
2,5 et 5	1
10 et 25	0,5

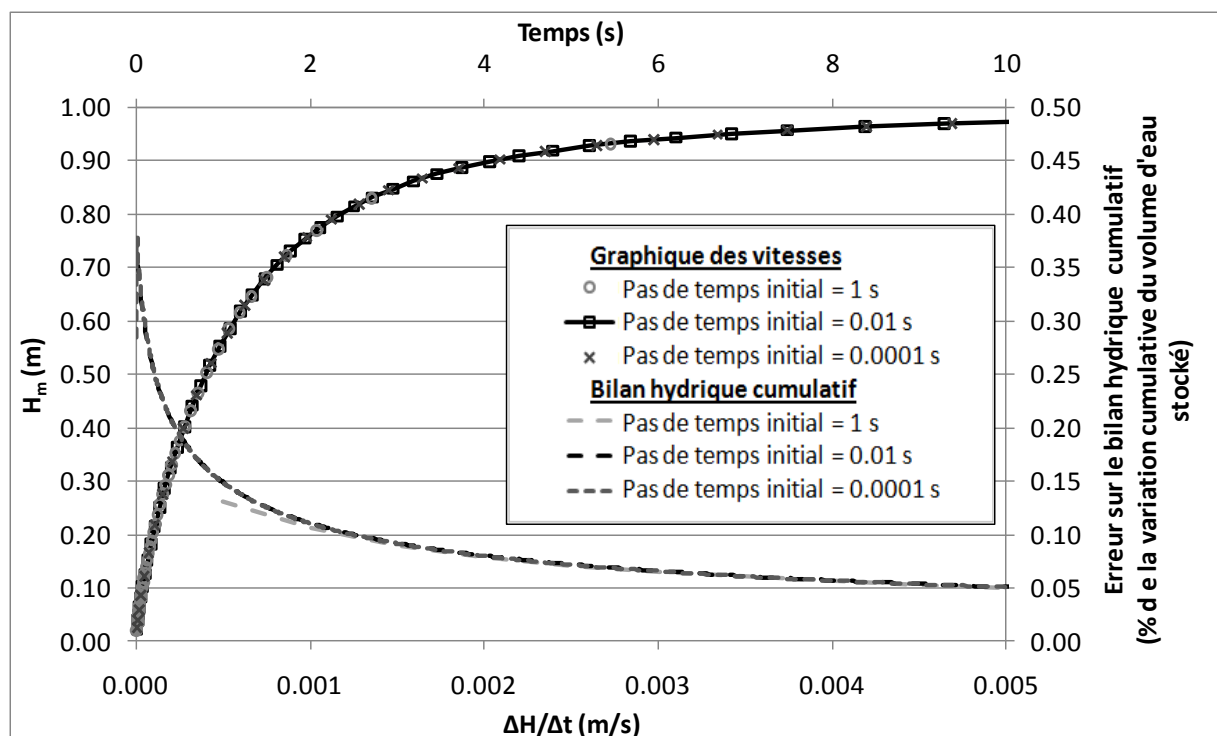


Figure 4-12 : Exemple d'étude paramétrique permettant de fixer le pas de temps.

($L/D = 6$, $D = 0.114$ mm, $m_v = 5 \times 10^{-6}$ kPa, $\alpha = 0.1$).

Les simulations de vérification avec COMSOL sont basées sur l'interface *Darcy's law* (module *subsurface flow*). Ces vérifications étaient nécessaires pour les valeurs élevées de α ($\alpha > 2.5$). Celles-ci sont plus sensibles au choix de certains paramètres numériques comme la taille des éléments et la durée de la période de transition. Des domaines de calcul identiques à ceux employés dans SEEP ont été utilisés.

La principale différence entre la résolution des équations 2.6 et 2.7 avec les logiciels SEEP/W et COMSOL concerne l'implémentation de la condition $H(V)$ à l'interface sol-massif filtrant. Pour les simulations en contraintes totales réalisées avec COMSOL, on a utilisé un couplage d'intégration à l'interface (*intop1*). Comme son nom l'indique, le couplage d'intégration permet d'utiliser l'intégrale d'une expression comme variable dans un modèle. Dans le cas présent, c'est l'intégrale du flux à l'interface qui nous intéresse. L'opérateur *intop1* a été utilisé dans une équation aux dérivées ordinaires qui a été définie à partir de l'interface *ODEs and DAEs* de COMSOL. L'équation aux dérivées ordinaires permet de relier la dérivée par rapport au temps de

la condition de Dirichlet à la frontière $d(HPuits, t)$ à l'intégrale du flux à l'interface. Dans la syntaxe de COMSOL, cette équation prend la forme suivante :

$$S_{inj} / K d(HPuits) + \text{intop1}(2\pi r(nr \cdot h_z + n_z \cdot h_r)) = 0 \quad (4.27)$$

où nr et n_z sont les composantes du vecteur unitaire perpendiculaire à l'interface, et h_z et h_r sont les dérivées partielles de la charge selon l'élévation (z) et la distance radiale (r).

L'équation 4.27 utilise la dérivée des variables primaires dans COMSOL (variables h_z et h_r). Comme on l'a vu à la section 4.2.1, cette procédure est moins précise que l'utilisation des variables secondaires. Si on diminue progressivement la taille des éléments à l'interface, COMSOL converge moins rapidement vers la solution que SEEP/W. Pour parer aux imprécisions liées à l'utilisation des dérivées des variables primaires, des tailles d'éléments deux fois plus petites que celles qui sont présentées au tableau 4-1 ont été utilisées à l'interface sol-massif filtrant avec COMSOL.

COMSOL permet l'utilisation des variables secondaires, mais seulement dans le post-traitement des résultats. D'après les réponses du soutien technique, les commentaires rencontrés sur le forum de discussion de COMSOL, et les nombreux tests réalisés par l'auteur de cette thèse, il ne semble pas être possible d'utiliser l'opérateur *reacf* dans une condition aux frontières sous COMSOL. Il est cependant possible d'utiliser l'opérateur *reacf* dans une procédure itérative avec MATLAB. C'est ce qui a été fait pour le modèle *u-p*. Cette procédure sera décrite dans la prochaine section.

4.2.3 Modèle *u-p*

L'objectif premier des simulations qui ont été complétées avec le modèle *u-p* était de vérifier l'impact sur les graphiques adimensionnels des vitesses des déplacements du sol à la frontière avec le massif filtrant. Pour ces simulations, on a utilisé l'interface *poroelasticity* du module *subsurface flow* de COMSOL. Cette interface est basée sur les équations qui ont été présentées aux sections 2.7 et 4.1.3.

Pour simplifier la modélisation, on a choisi de ne pas considérer le poids propre des différents géomatériaux dans le calcul des contraintes totales. Avec COMSOL, on néglige le poids propre du sol en désactivant l'option *gravity effects*. Ce choix a deux conséquences principales

concernant les résultats du modèle. Premièrement, avant l'essai, les contraintes totales sont nulles. Comme nous l'avons mentionné précédemment, l'hypothèse d'un poids propre négligeable revient à considérer seulement les variations des contraintes totales. Deuxièmement, la charge est égale à p/z . Cette façon de procéder équivaut à utiliser le concept de pression interstitielle en excès, soit la différence entre les pressions interstitielles mesurées et les pressions à l'état d'équilibre. On utilise fréquemment cette simplification en géotechnique (Holtz & Kovacs, 1981).

Quatre types de simulations ont été réalisés. On a tout d'abord simulé le cas d'une géométrie 1D axisymétrique en supposant des déformations planes. Deux hypothèses ont été comparées pour les conditions à la frontière entre le sol et le massif filtrant : déplacements nuls et déplacements libres. Les conditions aux frontières pour ces deux cas sont présentées à la figure 4-13a. Pour le cas où les déplacements n'étaient pas spécifiés, on a imposé une contrainte totale normale à l'interface (*boundary load*, type *pressure*) égale à la pression interstitielle. Cette contrainte varie en fonction du temps (fonction *Pressure(t)*) et elle est déterminée par un processus itératif qui sera décrit dans les paragraphes suivants. Aux frontières supérieures et inférieures, on a empêché les déformations verticales conformément à l'hypothèse de déformations planes (condition de type *roller*). La condition hydraulique à ces frontières est de type imperméable (condition de type *no-flow*). On impose donc un écoulement radial. À la frontière éloignée, on a imposé une charge hydraulique et des déplacements nuls. Rappelons que les hypothèses de déformations planes et d'écoulement horizontal reviennent à supposer un puits infiniment long.

Des simulations avec une géométrie 2D axisymétrique ont aussi été réalisées. Les conditions aux frontières et la géométrie sont présentées à la figure 4-13b. La géométrie et les conditions aux frontières sont basées sur celles qui ont été utilisées avec SEEP/W pour l'équation de Richards simplifiée. Pour l'interface entre le sol et le massif filtrant, on a utilisé les deux mêmes scénarios qui ont été vérifiés pour le cas 1D axisymétrique : déplacements libres et déplacements nuls. Sous le massif filtrant, l'axe de symétrie correspond à une frontière imperméable et à des déplacements horizontaux nuls. Au-dessus du massif filtrant, on impose un débit nul et des déplacements nuls. Pour les frontières éloignées, on a imposé une charge et des déplacements nuls.

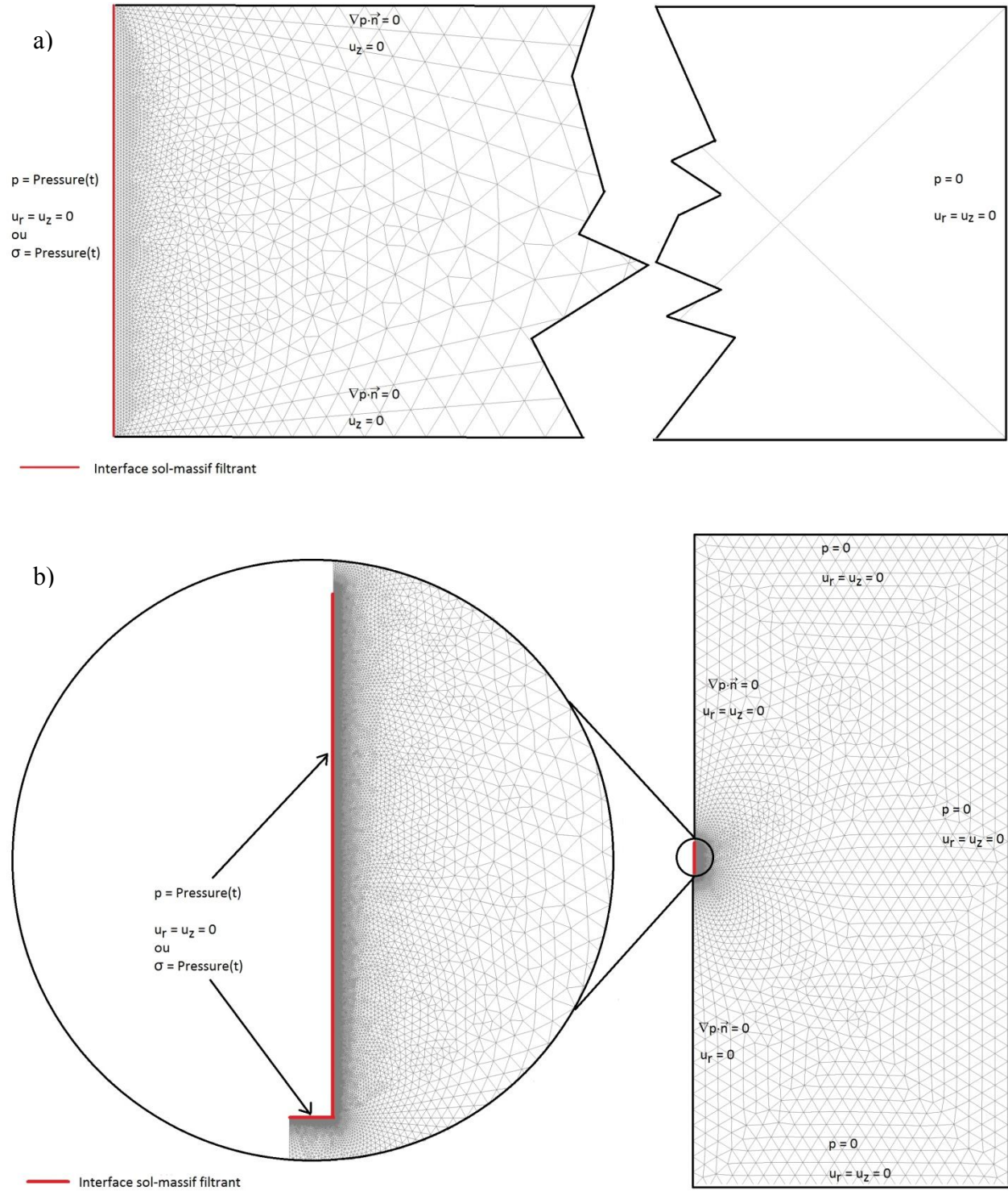


Figure 4-13 : Géométries et conditions aux frontières pour le modèle $u-p$.

a) Cas axisymétriques 1D (déformations planes) et b) axisymétriques 2D.

Les maillages utilisés pour le modèle $u-p$ sont basés sur les maillages optimaux qui ont été obtenus avec SEEP/W pour l'équation de Richards simplifiée (section 6.4.1). Une taille de domaine (L_{maillage}) de 20 m a été utilisée pour toutes les simulations. Cette taille de domaine correspond à la taille maximale utilisée avec SEEP/W (tableau 4-2). On note au passage que les simulations réalisées avec le modèle $u-p$ sont parfois plus sensibles à la valeur de L_{maillage} , notamment lors de l'augmentation initiale de la pression. Si le domaine est petit, les contraintes totales et la pression d'eau dans le sol augmentent pour contrebalancer le changement net de volume lié à l'expansion de la cavité du piézomètre (aux frontières, les déplacements sont nuls partout sauf à l'interface). L'effet du domaine de calcul fini devient négligeable lorsqu'on augmente la taille de la grille. La taille des éléments à l'interface ($L_{\text{éléments}}$) a été fixée à 0,1 mm pour les simulations 1D et à 0,5 mm pour les simulations 2D. Cette dernière valeur correspond à la taille minimum utilisée pour l'équation de Richards simplifiée lorsque $\alpha \leq 1$ (tableau 4-1). Un taux maximum d'accroissement de la taille de éléments de 1,1 a été imposé. Ce taux implique que la taille de deux éléments contigus ne peut différer de plus de 10 %.

Les valeurs de L_{maillage} et $L_{\text{éléments}}$ qui ont été choisies génèrent un nombre assez élevé de degrés de liberté. Les maillages comportent environ 30 000 éléments pour la géométrie 1D et 140 000 éléments pour la géométrie 2D avec $L/D = 6$. On peut souligner que COMSOL est beaucoup moins limitatif que SEEP/W en ce qui concerne le nombre maximum d'éléments ou de degrés de liberté qui peuvent être utilisés. Il en va de même pour la taille maximale des fichiers.

Les simulations du modèle $u-p$ sont réalisées en deux étapes. Dans un premier temps, des modèles COMSOL de base sont générés pour chacun des quatre scénarios décrits précédemment (1D, 2D, déplacements libres ou nuls à l'interface). Dans un deuxième temps, ces fichiers sont appelés à partir d'une fonction MATLAB pour les faire les calculs.

Les étapes détaillées qui ont mené aux fichiers de base sont données dans un tableau à l'annexe 4. Selon ces étapes, on crée tout d'abord une fonction d'interpolation qui sera utilisée pour fixer p à l'interface entre le sol et le massif filtrant. On définit ensuite des paramètres (ex.: *Hydraulic Conductivity*) qui seront utilisés pour caractériser le matériau et le maillage. Ces paramètres pourront par la suite être modifiés avec la fonction MATLAB.

Après avoir fixé les propriétés du maillage et des matériaux, on crée un solveur. On doit apporter certaines modifications aux paramètres par défaut. La modification la plus importante concerne

l'algorithme de pas de temps. Pour le type de simulation qui a été réalisé dans ce projet, l'utilisation de l'algorithme de pas de temps adaptatif alourdit inutilement les calculs. Les simulations ont alors une très longue durée. On a donc imposé des pas de temps prédéterminés. Plusieurs vérifications ont été faites pour être certain que les pas de temps choisis n'affectaient pas les solutions obtenues.

Pour la dernière étape de la préparation des fichiers de base avec l'interface graphique, on introduit dans l'arborescence des nœuds de résultats (*derived value*) qui permettront d'intégrer le débit et de faire la moyenne des déplacements pour la géométrie 1D avec déplacements libres.

Comme pour les simulations avec des contraintes totales constantes, on utilise une période de transition de 1 s au cours de laquelle la pression est progressivement augmentée à 9,807 kPa (1 m d'eau).

Après la période de transition, on emploie une procédure itérative avec MATLAB pour calculer la fonction $Pressure(t)$. Cette fonction donne la pression interstitielle dans la cavité. Elle donne aussi, pour les scénarios où les déplacements à l'interface sont libres, la contrainte totale normale à l'interface. Tel que mentionné à la section 4.3.2, COMSOL ne permet pas d'utiliser l'opérateur $reacf()$ pour calculer précisément le débit dans les conditions aux frontières (voir les sections 4.1.1 et 4.3.1). On ne peut donc pas spécifier une équation aux dérivées ordinaires à la frontière (ex.: équation 4.27) qui permettrait de faire des calculs précis du débit. L'utilisation d'une procédure itérative permet d'utiliser l'opérateur $reacf()$ pour calculer le débit. L'algorithme de cette procédure itérative est présenté schématiquement à la figure 4-14.

On divise tout d'abord la simulation en 200 étapes de temps. Les pas de temps sont définis selon la série suivante :

$$t_i = \exp\left(\frac{i}{200} \ln\left(5 \frac{S_{inj}}{cK}\right)\right) \quad (4.28)$$

où i varie de 0 à 200. La première valeur ($t_0 = 1$ s) correspond à la fin de la période de transition au cours de laquelle on augmente la pression graduellement. Notons que les temps t_i ne correspondent pas aux étapes de temps suivies par le solveur de COMSOL. Avec ce dernier, on divise chaque intervalle t_i à t_{i+1} en cinq étapes de temps distinctes et de durées égales.

Pour chaque pas de temps, on cherche une fonction $Pressure(t)$ linéaire qui permet de vérifier le principe de conservation de volume qui a été présenté à la figure 3-22 et qui peut être réécrit sous la forme de l'équation suivante :

$$\Delta V_{tuyau} + \Delta V_{cavité} + \Delta V_{écoulement} = 0 \quad (4.29)$$

Où $\Delta V_{cavité}$ est le changement du volume de la cavité circonscrite par l'interface entre le sol et le massif filtrant, ΔV_{tuyau} est le changement de volume d'eau stocké à l'intérieur du tuyau du piézomètre et $\Delta V_{écoulement}$ est le volume d'eau qui s'écoule du massif filtrant vers le sol. Comme on connaît la pression à l'intérieur de la cavité à la fin de l'étape précédente (p_i), cette procédure revient à trouver la valeur de p_{i+1} qui permet de vérifier l'équation 4.29 entre le début et la fin de l'intervalle t_i à t_{i+1} .

Pour obtenir la valeur optimale de p_{i+1} , on utilise la méthode de Newton. Le membre de droite de l'équation 4.29 devient alors un résidu ($\Delta V_{résidu}$) dont on veut minimiser la valeur. L'équation 4.30 exprime $\Delta V_{résidu}$ à l'itération $j+1$ sous la forme d'une série de Taylor tronquée développée autour de l'itération j :

$$\Delta V_{résidu}(p_{i+1}^{j+1}) = \Delta V_{résidu}(p_{i+1}^j) + \frac{d\Delta V_{résidu}}{dp_{i+1}}(p_{i+1}^{j+1} - p_{i+1}^j) \quad (4.30)$$

Si on remplace la dérivée dans l'équation 4.30 par son approximation en différences finies entre les itérations $j-1$ et j , et si on résout l'équation pour un résidu nul, la pression à l'itération $j+1$ pour l'étape de temps $i+1$ est donnée par l'équation 4.31 :

$$p_{i+1}^{j+1} = p_{i+1}^j - \frac{(p_{i+1}^j - p_{i+1}^{j-1})}{\Delta V_{résidu}(p_{i+1}^j) - \Delta V_{résidu}(p_{i+1}^{j-1})} \Delta V_{résidu}(p_{i+1}^j) \quad (4.31)$$

Évidemment, on ne dispose pas de valeurs de pressions aux itérations précédentes ($j-1$ et j) pour la première itération. On utilise alors la valeur de p pour la fin de l'étape de temps précédente, ce qui revient à supposer que la pression ne change pas entre t_i et t_{i+1} . La deuxième valeur de p est obtenue en extrapolant linéairement la pression à partir des valeurs aux étapes de temps $i-1$ et i . La convergence est peu sensible à ces deux valeurs de départ.

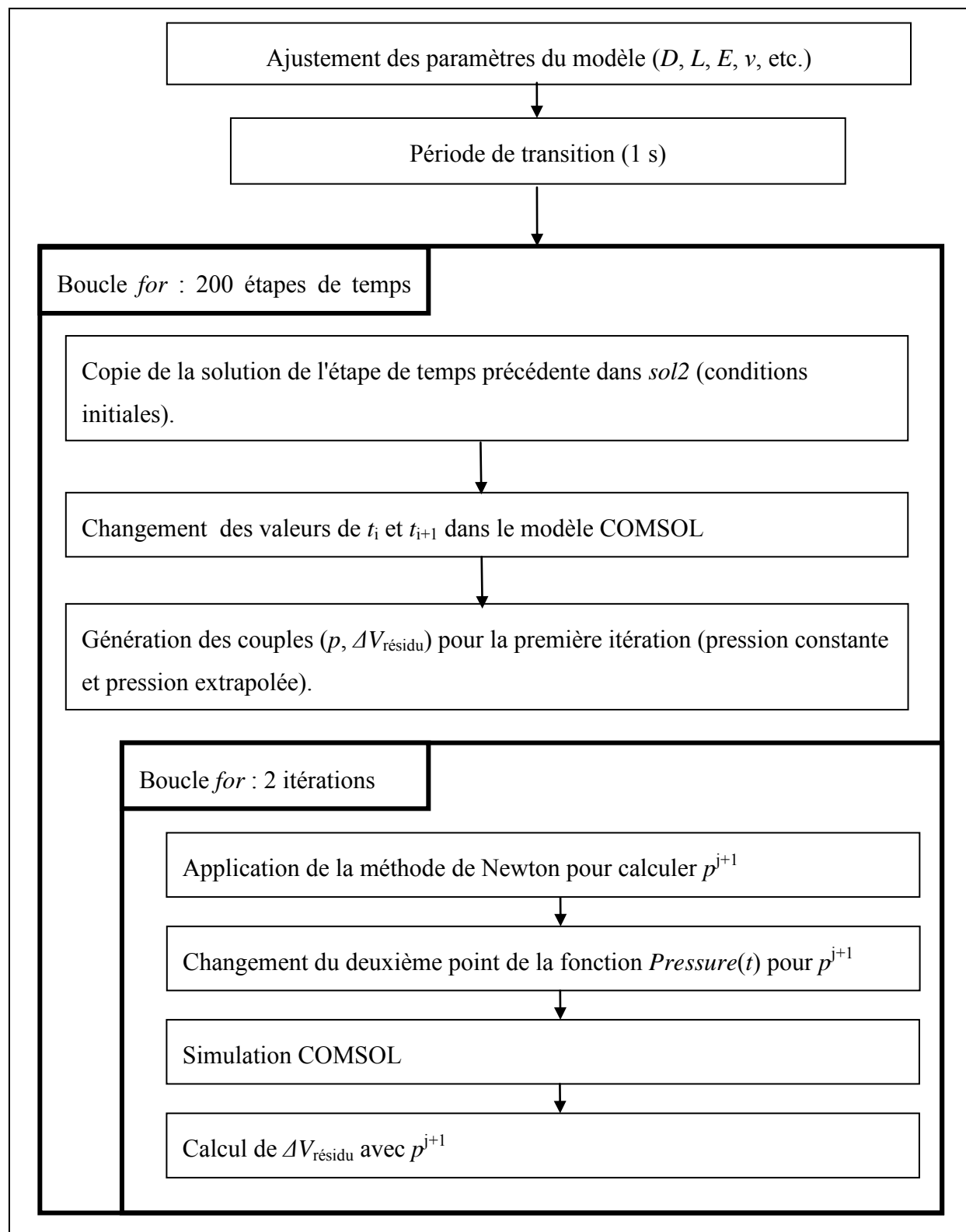


Figure 4-14 : Algorithme pour déterminer la fonction $Pressure(t)$.

On a systématiquement utilisé deux itérations pour la méthode de Newton (figure 4-14). Toutefois, une seule application de l'équation 4.31 suffit généralement pour avoir un résidu inférieur à 0,1% de la valeur de la composante maximale de l'équation 4.5.

Après chaque pas de temps, on copie la solution dans une variable créée à cet effet : *sol2*. Cette solution est ensuite utilisée pour spécifier les conditions initiales de l'étape de temps suivante. À chaque nouveau pas de temps, la fonction MATLAB doit changer le temps initial et le temps final de l'étape courante. Le script doit aussi modifier les deux points (t, p) qui sont utilisés pour l'interpolation linéaire de la condition *Pressure*(t) à l'interface entre le sol et le massif filtrant.

Avec COMSOL, l'opérateur *reacf*() donne le débit en kg/s. On doit donc diviser cette valeur par la masse volumique de l'eau (ρ_w) pour obtenir un débit en m³/s. Pour la géométrie 1D, on doit aussi multiplier le débit par 10 pour tenir compte de l'utilisation d'une épaisseur égale à $L/10$ dans le modèle numérique (voir les annexes 3 et 4). Pour les géométries 1D et 2D, on calcule $\Delta V_{\text{écoulement}}$ en supposant que le débit est approximativement constant et égal à la moyenne des débits initial et final pour l'intervalle de temps t_i à t_{i+1} .

ΔV_{tuyau} est simplement donné par l'équation 4.32 pour l'intervalle de temps t_i à t_{i+1} . La valeur de ΔV_{tuyau} est directement liée à la variation de la hauteur de la colonne d'eau :

$$\Delta V_{\text{Tuyau}} = \frac{(p_{i+1} - p_i)}{\gamma_w} S_{inj} \quad (4.32)$$

Lorsqu'on simule un essai de choc hydraulique, $S_{inj} = 0$. Dans ce cas, ΔV_{tuyau} est systématiquement nul.

La méthode utilisée pour calculer $\Delta V_{\text{cavité}}$ dépend de la géométrie. Pour le cas 1D, le calcul est relativement simple. Comme on travaille avec des déformations planes, le déplacement u_r à l'interface est constant. C'est cette propriété qui permet de diviser la longueur L par 10 pour alléger les calculs. Par conséquent, on peut faire une moyenne de u_r pour tous les points situés à l'interface. Le changement de volume de cavité est alors calculé avec l'équation suivante :

$$\Delta V_{\text{cavité}} = \pi L D \left[u_r(t_{i+1}) \left(1 + \frac{u_r(t_{i+1})}{D} \right) - u_r(t_i) \left(1 + \frac{u_r(t_i)}{D} \right) \right] \quad (4.33)$$

La figure 4-15 présente un exemple de cavité déformée pour une géométrie 2D. Sur cette figure, les déplacements ont été multipliés par 100 pour accentuer la déformation. On déduit de l'allure de la cavité que le calcul de $\Delta V_{\text{cavité}}$ est plus complexe pour une géométrie 2D.

Pour évaluer $\Delta V_{\text{cavité}}$ avec une géométrie 2D, on calcule pour chaque étape de temps t_i , la différence entre le volume de la cavité déformée et le volume de la cavité au repos ($\pi LD^2/4$). Le calcul est fait en plusieurs étapes (voir la fonction *CavityVolumeCalculation2D*, à l'annexe 4). On additionne tout d'abord les déplacements et les positions initiales ($\mathbf{u} = 0$) de chaque nœud. On réécrit ces positions dans le système d'axe centré sur le point de référence de la figure 4-15, l'arête inférieure de la lanterne cylindrique. Les coordonnées r_i et z_i ainsi obtenues sont ensuite utilisées pour diviser les nœuds en deux groupes. Dans le premier, on retrouve les nœuds dont $z > 0$. Dans le deuxième groupe, on retrouve ceux dont $z < 0$. Pour la première zone de points, l'augmentation du volume $\Delta V_{\text{cavité}1}$ est donnée par l'équation 4.34 :

$$\Delta V_{\text{cavité}1} = \frac{\pi}{2} \sum_{i=1}^n (z_{i+1} - z_i) (r_{i+1} + r_i) \left(\frac{r_{i+1} + r_i}{2} + D \right) \quad (4.34)$$

Pour la deuxième zone, $\Delta V_{\text{cavité}2}$ est calculé avec l'équation suivante :

$$\Delta V_{\text{cavité}2} = -\pi \sum_{i=1}^n \left(\frac{z_{i+1} + z_i}{2} \right) \left[\left(r_{i+1} + \frac{D}{2} \right)^2 - \left(r_i + \frac{D}{2} \right)^2 \right] \quad (4.35)$$

Les scripts et les fonctions qui permettent l'ajustement de la condition *Pressure(t)* sont présentés à l'annexe 4. Quatre séries d'instructions permettent de réaliser l'ensemble des simulations du modèle *u-p*.

Le script *FileModification.m* permet d'ajouter les attributs *Eval* aux quatre modèles COMSOL. Les attributs *Eval* permettent d'évaluer des expressions quelconques pour certains nœuds du maillage. Dans le cas présent, ces attributs ont surtout été utilisés pour évaluer les déplacements de l'interface pour le cas 2D. Ces attributs ne peuvent pas être créés à partir de l'interface graphique de COMSOL. Ce script a été utilisé une seule fois pour chacun des fichiers COMSOL générés avec l'interface graphique.

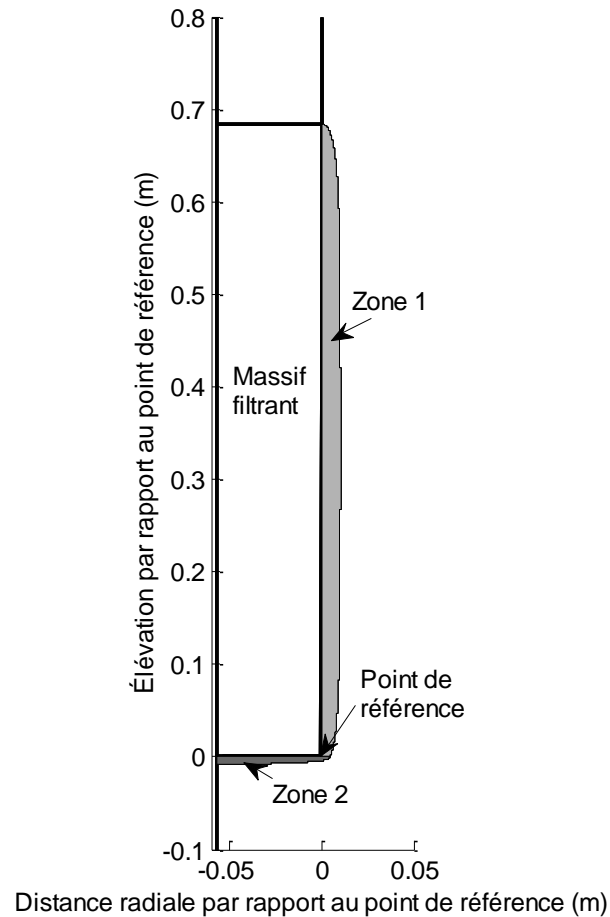


Figure 4-15 : Allure de la cavité déformée pour la géométrie 2D.

Les déplacements ont été multipliés par 100 pour accentuer l'impact visuel des déformations. La simulation correspond à un essai de choc hydraulique ($m_v = 1 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$, $\nu = 0,3$, $t = 0,25 \text{ s}$, soit immédiatement après la fin de l'augmentation initiale de la pression).

Le script *BatchSimulations.m* permet de lire dans un fichier Excel les paramètres de chaque simulation (E , ν , S_{inj} , $L_{domaine}$, type de simulation, etc.) et les valeurs de t à utiliser pour les pas de temps (équation 4.28). Ce script permet aussi de charger le modèle COMSOL approprié et d'écrire les fonctions $Pressure(t)$ dans le fichier Excel.

La fonction *GeneralUpModel.m* reçoit un modèle COMSOL, les valeurs de t_i à utiliser et les paramètres de la simulation. Cette fonction renvoie la fonction $Pressure(t)$ qui permet de respecter la conservation du volume d'eau dans le puits d'observation.

Pour la géométrie 2D avec déplacements libres, la fonction *CavityVolumeCalculation2D.m* est appelée par la fonction *GeneralUpModel.m* pour calculer le volume de cavité à partir de la position des nœuds à l'interface et de leurs déplacements.

4.2.4 Intégration numérique de la solution de Cooper et al. (1967)

La solution de Cooper et al. (1967), qui a été présentée en détail à la section 3.3, est utilisée dans certains points de la discussion des résultats. Il sera entre autres intéressant de comparer les résultats de cette équation avec ceux de notre modèle $u-p$ pour le cas 1D. La solution de Cooper et al. (1967) nécessite une intégration numérique (équation 3.19). La méthode des trapèzes a été utilisée (voir par exemple Burden & Faires, 2005). L'allure de la fonction qui doit être intégrée est présentée à la figure 4-16.

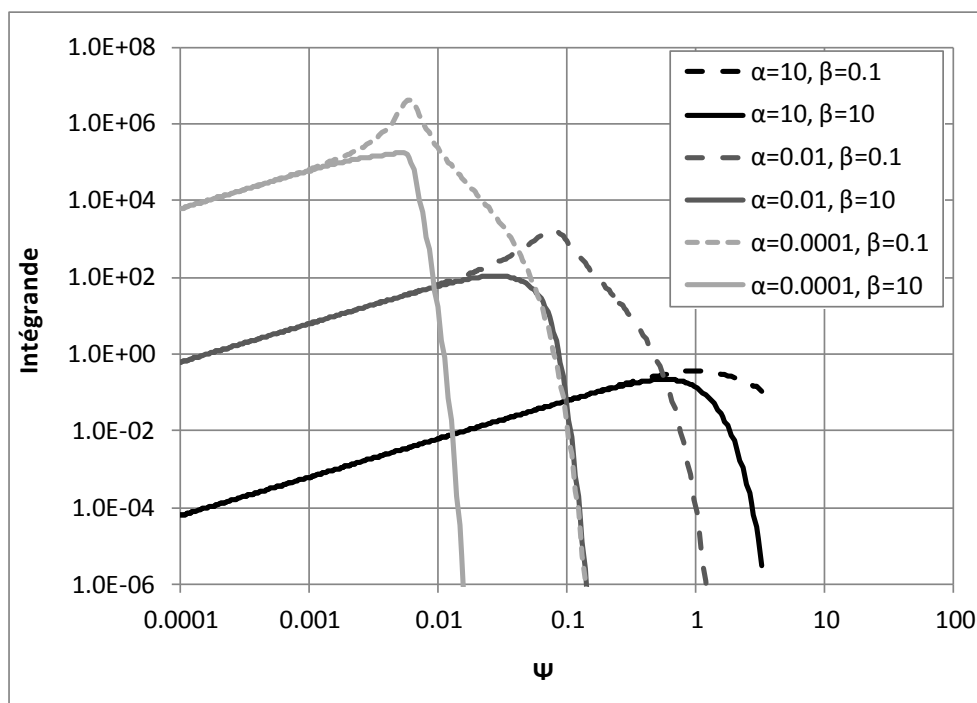


Figure 4-16 : Intégrande de l'équation 3.19.

L'utilisation d'un vecteur Ψ dont la structure est présentée au tableau 4-3 donne de bons résultats sans trop alourdir les calculs. Ce vecteur Ψ génère 7299 trapèzes. L'intégration a initialement été faite dans Excel, puis elle a été automatisée à l'aide de MATLAB. Les deux méthodes donnent les mêmes résultats. Certains résultats ont été vérifiés avec les tables de valeurs fournies dans la littérature pour les valeurs du paramètre α entre 0.0001 et 1 (Cooper et al., 1967; Papadopoulos et al., 1973). Le script utilisé avec MATLAB est fourni à l'annexe 5.

Tableau 4-3 : Valeurs de Ψ pour l'intégration de la solution de Cooper et al. (1967).

Intervalle	Espacement des valeurs de Ψ
0 - 0,001	0,000001
0,001 - 0.01	0,00001
0,01 - 0.1	0,0001
0,1-1	0,001
1-10	0,01
10-100	0,1
100-1 000	1
1000-10 000	10

CHAPITRE 5 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU : RÉSULTATS

On présente maintenant les résultats de la phase de modélisation numérique du projet. On débute avec le calcul des coefficients de forme nécessaires à l'interprétation des essais in situ avec les méthodes de Chapuis et al. (1981) et Chiasson (2005) (équation 3.1). L'équation de Richards simplifiée est ensuite utilisée pour contribuer à la méthode du graphique adimensionnel des vitesses, pour quantifier l'impact des déformations sur les valeurs apparentes du coefficient de forme et pour calculer le rayon d'influence de différents types d'essais de perméabilité in situ. Finalement, on présente les résultats du modèle $u-p$. On explore les différences entre les solutions de ce modèle et celles de l'équation de Richard simplifiée. On montre dans quelle mesure l'équation de Richards simplifiée peut être utilisée pour modéliser les essais de perméabilité in situ et dans quelle mesure les améliorations apportées à la méthode du graphique des vitesses adimensionnelles, à partir de l'équation de Richards simplifiée, s'appliquent.

Les résultats de ce chapitre permettent de bien comprendre la relation entre l'expansion de cavité dans l'argile et les variations de la pression interstitielle et du gradient dans le sol. Ils permettent aussi de définir de nouvelles méthodes d'interprétation pour les essais de choc hydraulique et les essais de perméabilité réalisés à l'aide de piézomètres à réponse rapide. Ces méthodes permettent, en théorie, de déterminer K et m_v . Les résultats numériques seront confrontés à la réalité expérimentale au chapitre 10.

5.1 Coefficient de forme pour l'interprétation en régime permanent

On présente ici les valeurs du coefficient de forme c qui ont été obtenues par la méthode des éléments finis (section 4.2.1). Les valeurs de c sont à la base des méthodes pour lesquelles on suppose un squelette granulaire parfaitement rigide, par exemple les méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005). Pour ces méthodes, les valeurs de K sont inversement proportionnelles à c . La justesse des valeurs de c est donc capitale.

Les figures 5-1 et 5-2 présentent les valeurs du rapport c/D en fonction du rapport d'élancement des massifs filtrants (L/D) pour les géométries idéalisées avec fonds perméable et imperméable. Ces géométries ont été présentées schématiquement aux figures 4-1 et 4-2.

La plupart des résultats présentés aux figures 5-1 et 5-2 ont été obtenus avec le logiciel COMSOL. Pour ces simulations, les valeurs de c sont basées sur la moyenne des débits obtenus à partir de la somme des variables secondaires à l'interface et à la frontière éloignée. Ces valeurs ont été corrigées pour l'effet des frontières en calculant la moyenne entre les résultats bruts et les résultats corrigés à l'aide de l'équation 4.26. Les figures 5-1 et 5-2 montrent aussi les valeurs de c qui ont été obtenues avec SEEP/W. Celles-ci confirment la validité des résultats obtenus avec COMSOL.

Les résultats détaillés de chaque simulation sont donnés à l'annexe 2. On présente les valeurs de c obtenues à l'aide des différentes techniques d'intégration du débit. Même si les maillages sont très fins, on observe certains écarts entre les résultats des différentes méthodes. Pour la géométrie avec fond perméable, la méthode de la dérivée des variables primaires à l'interface entre le sol et le massif filtrant produit des valeurs de c qui sont systématiquement 1 % plus faibles que celles de la méthode des variables secondaires.

Les figures 5-1 et 5-2 donnent aussi les valeurs de c calculées avec l'approximation de l'ellipsoïde de Hvorslev (1951) (équation 3.8). Tel que rapporté dans littérature (voir par exemple la figure 3-6), l'ellipsoïde de Hvorslev (1951) sous-estime systématiquement les valeurs de c pour les deux géométries à l'étude. Pour la géométrie à fond imperméable, les valeurs de c obtenues par la méthode des éléments finis correspondent aux valeurs données par la solution semi-analytique de Mathias & Butler (2007).

En multipliant le membre de droite de l'équation 3.8 par 1.10 pour la géométrie avec fond imperméable et par 1.12 pour la géométrie avec fond perméable, on obtient des coefficients de forme qui se conforment aux valeurs obtenues avec la méthode des éléments finis. La figure 5-3 montre le type de régression linéaire qui a été utilisée pour évaluer le facteur d'écart entre les valeurs de c de la méthode des éléments finis et celles de l'équation 3.8.

Pour les géométries à fonds perméable et imperméable, l'utilisation d'un facteur de correction moyen de 1,11 donne de bons résultats. La valeur du coefficient de forme est alors donnée par l'équation 5.1 :

$$c = \frac{2,22\pi L}{\ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2}\right)} \quad (5.1)$$

Lorsque l'équation 5.1 est utilisée pour des valeurs du rapport L/D entre 2 et 20, l'erreur maximale sur c est de 3 % pour la géométrie à fond perméable et de 8 % pour la géométrie à fond imperméable. Pour des valeurs du rapport L/D entre 4 et 20, cette erreur maximale passe à 2 % pour la géométrie à fond perméable et à 1 % pour la géométrie à fond imperméable. L'utilisation de cette définition du coefficient de forme équivaut à faire subir une homothétie d'un facteur 1,11 à l'ellipsoïde de Hvorslev (1951), un sphéroïde dont la distance focale correspond à la longueur L du massif filtrant.

La transformation de l'ellipsoïde de Hvorslev qui est suggérée ici est légèrement différente de celle qui a été proposée par Duhaime & Chapuis (2009). Ceux-ci ont suggéré l'utilisation d'un facteur 1,09 pour la correction des coefficients de forme. La différence provient du fait que ces auteurs ont appliqué intégralement la correction de Chapuis (1989). Dans ce cas, on sous-estime très légèrement la valeur de c .

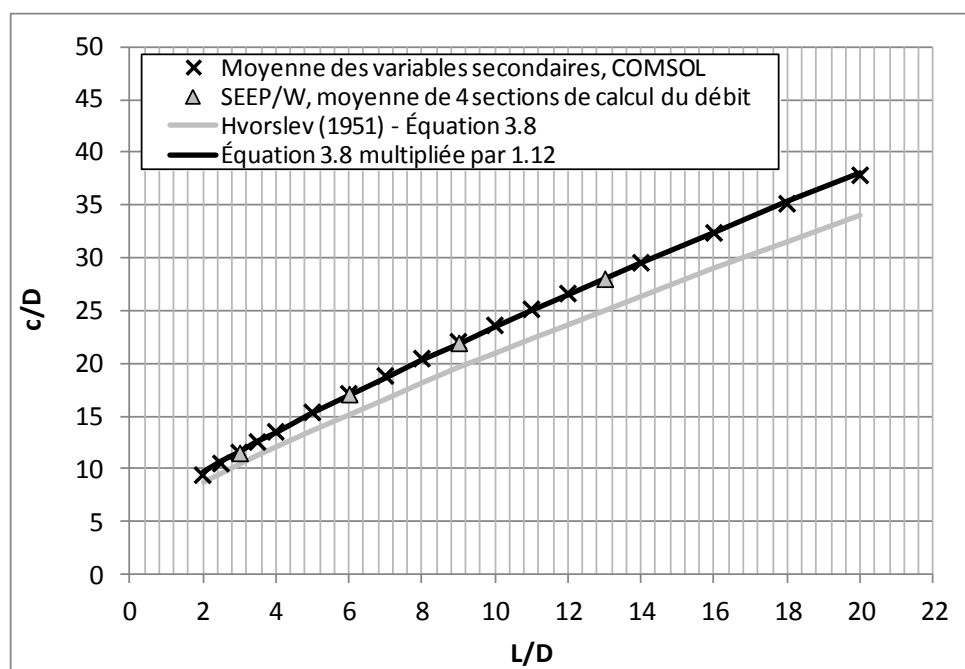


Figure 5-1 : Valeurs de c obtenues avec la méthode des éléments finis (fond perméable).

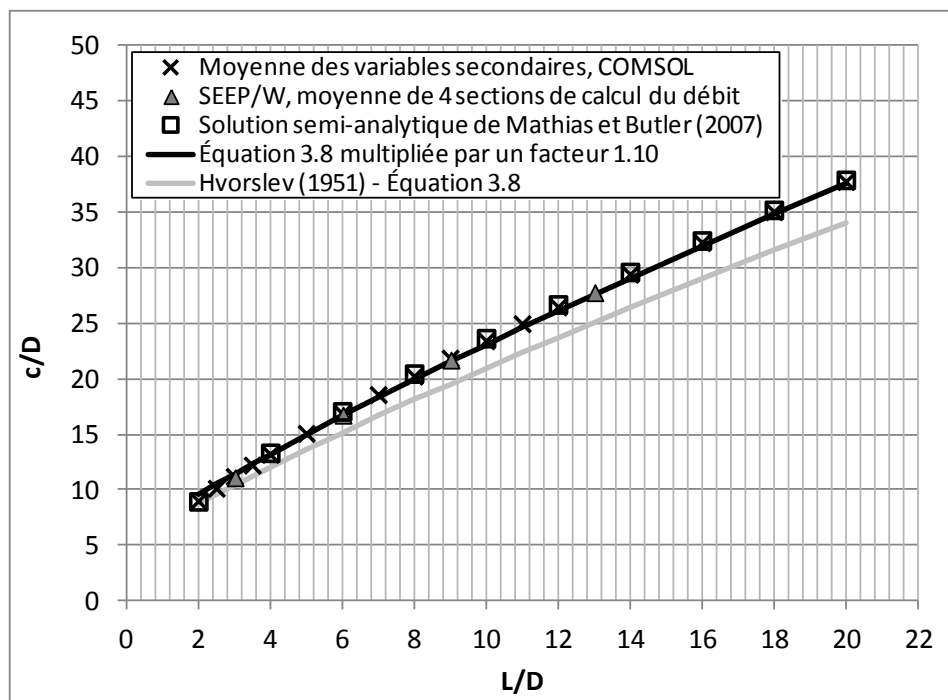


Figure 5-2 : Valeurs de c obtenues avec la méthode des éléments finis (fond imperméable).

La figure 5-4 compare les valeurs de c/D pour les géométries avec des fonds imperméable et perméable. On remarque que la différence entre les valeurs numériques de c/D pour ces deux géométries est inférieure à la correction de 2,75 suggérée par Chapuis (1989). La différence est de l'ordre de 1 à 2 % de la valeur de c si on se fie aux équations données à la figure 5-3.

La correction de Chapuis (1989) est basée sur le principe de superposition et la définition du coefficient de forme pour un essai en bout de tubage ($c = 2.75D$). On peut donner une explication simple pour le décalage entre la correction suggérée par Chapuis (1989) et les résultats présentés à la figure 5-4 : le principe de superposition utilisé par cet auteur ne s'applique pas exactement à la comparaison des coefficients de forme pour les géométries des figures 4-1 et 4-2. Les limites du domaine de calcul changent et on superpose deux conditions de types différents sur la paroi latérale de l'interface (Neumann pour la configuration en bout de tubage et Dirichlet pour la configuration avec fond perméable).

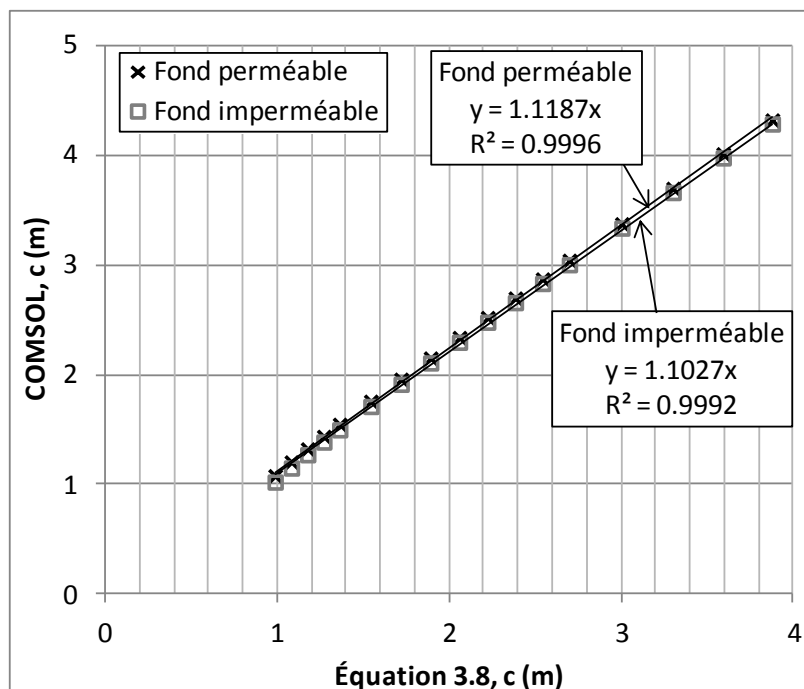


Figure 5-3 : Comparaison des valeurs numériques de c avec les résultats de l'équation 3.8. Résultats obtenus avec COMSOL pour la somme des variables secondaires et la moyenne des valeurs avec et sans la correction de Chapuis (1989) pour la présence de frontières.

La figure 5-5 présente les valeurs de c obtenues avec COMSOL pour les massifs filtrants composés de deux cylindres de diamètres différents (figure 4-3). On obtient une relation approximativement linéaire entre la valeur de c et le rapport $L_1/(L_1+L_2)$. La valeur de c varie approximativement entre les deux cas extrêmes qui sont représentés à la figure 5-5 : la valeur donnée par l'équation 5.1 pour une cavité idéalisée (figure 4-1) ayant un diamètre $D = D_1 = 0,114$ m et celle qui est donnée par la même équation pour $D = D_2 = 0,076$ m. La figure 5-5 présente aussi les valeurs de c qui sont obtenues en utilisant une moyenne pondérée de D dans l'équation 5.1. La pondération des valeurs de D_1 et D_2 est basée sur les rapports $L_1/(L_1+L_2)$ et $L_2/(L_1+L_2)$. Bien qu'elle sous-estime très légèrement la valeur de c lorsque la longueur du cylindre de diamètre $D_1 = 0.114$ m est faible, cette approche donne une définition réaliste de c pour le cas d'un massif filtrant composé de deux cylindres. Au chapitre 9, nous utiliserons le diamètre pondéré pour calculer les coefficients de forme des massifs filtrants pour les sites expérimentaux de Lachenaie.

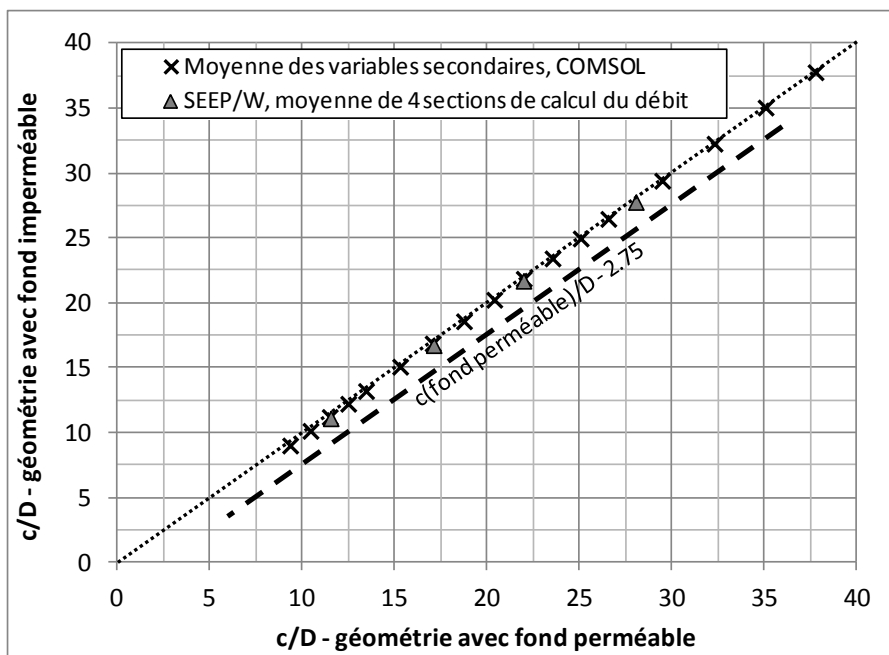


Figure 5-4 : Comparaison des valeurs de c pour des massifs filtrants cylindriques à fonds perméable et imperméable.

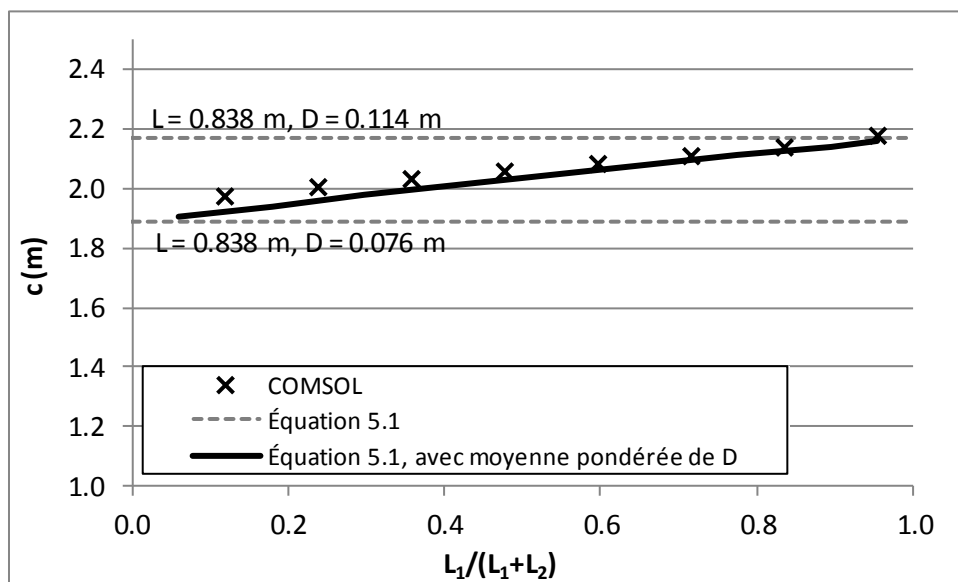


Figure 5-5 : Valeurs de c pour la cavité composée de deux cylindres.

5.2 Méthode du graphique adimensionnel des vitesses

Dans cette section, on présente certaines contributions à la méthode du graphique adimensionnel des vitesses de Chapuis (1998). À l'origine, l'objectif de la méthode de Chapuis (1998) est de vérifier si la courbure des graphiques semi-logarithmiques de Hvorslev (1951) et Cooper et al. (1967) est véritablement due à une déformation du milieu poreux, et non à une mauvaise estimation du niveau piézométrique. Dans cette thèse, la méthode du graphique adimensionnel des vitesses est modifiée de manière à améliorer l'interprétation des essais de perméabilité affectés par les déformations.

Deux points principaux de la méthode de Chapuis (1998) sont approfondis. Tout d'abord, on note que Chapuis (1998) utilise directement la solution analytique de Cooper et al. (1967). Celle-ci suppose un écoulement purement radial. Dans cette thèse, on analyse l'influence du rapport L/D et de la pénétration partielle sur les graphiques adimensionnels des vitesses. Une comparaison des résultats du modèle de Cooper et al. (1967) avec ceux qui s'appliquent aux puits à pénétration partielle est présentée à la section 5.2.1. Les résultats pour les puits à pénétration partielle proviennent de la résolution de l'équation de Richards simplifiée à l'aide du logiciel SEEP/W (section 4.2.2).

Contrairement à Chapuis (1998), l'impact des déformations sur la valeur apparente du coefficient de forme c est analysé en détail. À la section 5.2.2, on montre comment le coefficient de forme apparent évolue au cours des essais et comment le paramètre α (équation 3.21) influence les variations de ce coefficient. On compare aussi les coefficients de formes basés sur l'équation de Richards simplifiée avec ceux qui ont été obtenus à l'aide de l'équation de Laplace à la section 5.1.

Finalement, les solutions numériques de l'équation de Richards simplifiée sont utilisées pour étudier un problème qui est lié à la déformation du sol: le rayon d'influence des essais de perméabilité in situ. Tout comme la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses, on peut montrer que le rayon d'influence des différents types d'essais de perméabilité in situ est lié au paramètre α . Règle général, plus ce paramètre est grand, plus les essais sont rapides et plus le volume de sol affecté par les essais est faible.

5.2.1 Observations générales pour le graphique adimensionnel des vitesses

Les graphiques adimensionnels des vitesses présentés dans cette section ne sont pas normalisés de la même façon que ceux de Chapuis (1998). Contrairement à ce dernier, on normalise la vitesse par celle qui correspond à une charge de $0,25H(t=0)$. En d'autres mots, on normalise avec la vitesse qui est calculée ou mesurée lorsque 75 % de la différence de charge initiale est dissipée. On utilisera l'expression $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ pour représenter cette vitesse dans la suite du texte.

Avec les graphiques adimensionnels des vitesses de Chapuis (1998), la vitesse de normalisation correspond à une charge de $0,95H(t=0)$ (figure 3-13). Le changement de vitesse de normalisation a été fait pour la même raison qui a motivé Chapuis (1998) à normaliser avec une vitesse autre que celle qui est calculée pour $1,00H(t=0)$: on juge que la valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ est plus facile à évaluer précisément avec des résultats expérimentaux. Avec les essais de choc hydraulique, il est pratiquement impossible d'estimer la valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0,95}$, celle-ci est beaucoup trop rapide et les vitesses varient parfois de manière irrégulière au début des essais. La valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ correspond à une portion du graphique où les vitesses varient linéairement pour les essais à niveau variable. Pour les essais de choc hydraulique, les vitesses ne varient pas linéairement, mais elles varient à tout le moins régulièrement, contrairement à ce qui observé au début des essais. Par rapport à $(\Delta H/\Delta t)_{0,95}$, l'utilisation de $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ permet d'automatiser plus facilement le calcul de la vitesse de normalisation à l'aide d'une droite de régression.

La figure 5-6 compare les graphiques adimensionnels des vitesses pour le cas des puits d'observation cylindriques qui pénètrent partiellement un milieu infini et isotrope, et pour le cas de l'écoulement radial de Cooper et al. (1967). Pour chaque géométrie, des courbes sont présentées pour des valeurs du paramètre α allant de 0,001 à 10. Pour les puits à pénétration partielle, on présente des résultats pour des rapports L/D de 6 et 12. Les courbes ont été obtenues avec le logiciel SEEP/W en utilisant la méthodologie présentée à la section 4.2.2. Pour les écoulements radiaux, les graphiques des vitesses ont été calculés à partir des courbes $H(t)$ issues du script MATLAB qui automatise l'intégration numérique de la solution de Cooper et al. (1967). Ce script a été décrit à la section 4.2.4.

La figure 5-6 présente aussi une droite qui correspond au cas d'un matériau parfaitement rigide ($0,25(\Delta H/\Delta t)/(\Delta H/\Delta t)_{0,25} = H/H(t=0)$). Cette droite est équivalente à la solution théorique utilisée par les méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005).

Pour de grandes valeurs du paramètre α , les graphiques adimensionnels des vitesses sont peu influencés par le rapport L/D et par l'hypothèse d'un écoulement radial. À la figure 5-6, on remarque que pour des valeurs du paramètre α supérieures à 0,1, les courbes sont presque superposées.

Pour des valeurs du paramètre α inférieures à 0,1, la courbure du graphique des vitesses devient significativement plus importante pour le cas de l'écoulement radial. L'impact du rapport L/D demeure toutefois très faible. Pour les puits à pénétration partielle, les courbes sont pratiquement superposées peu importe la valeur du paramètre α . Ces observations rejoignent celles de Butler (1998) qui a constaté que la méthode de Hvorslev (1951) donne des valeurs de K davantage en accord avec celles des méthodes de type contrainte totale constante pour les puits à pénétration partielle. Pour cette géométrie, les courbes types s'approchent plus rapidement du graphique des vitesses linéaire de la méthode de Chapuis et al. (1981) lorsque la valeur du paramètre α diminue.

Les résultats pour les puits à pénétration partielle proviennent de la géométrie avec fond perméable qui a été représentée schématiquement à la figure 4-1. Pour cette géométrie, on peut facilement vérifier que les graphiques adimensionnels dépendent seulement de la valeur du paramètre α et du rapport L/D . Cette vérification a été faite en variant les valeurs de L et D . L'impact de l'hypothèse d'un fond perméable n'a pas été vérifié. Toutefois, en se basant sur les résultats de la section 5.1, on peut supposer que les géométries des figures 4-1 et 4-2 produisent des graphiques des adimensionnels des vitesses similaires. Aussi, à en juger par le faible impact du rapport L/D sur l'apparence des graphiques adimensionnels des vitesses (figure 5-6), il est peu probable que les géométries des figures 4-1 et 4-2 produisent des graphiques des vitesses très différents.

Pour comprendre la portée pratique des graphiques adimensionnels des vitesses de la figure 5-6, on doit revenir à la définition du paramètre α . Une valeur élevée de ce paramètre peut être due à la faible rigidité du sol, au volume important d'un massif filtrant, ou à une faible valeur de S_{inj} (réelle ou virtuelle). En pratique, pour un sol et un massif filtrant donné, l'augmentation du paramètre α peut être due à la réalisation d'essais de perméabilité à niveau variable dans des tuyaux de plus en plus petits. C'est ce qui est montré pour un rapport L/D de 6 ($D = 0,114$ m) à la figure 5-7. On présente des graphiques adimensionnels des vitesses pour des valeurs de d allant

de 1 mm à 0,1 m. Pour construire cette figure, on a supposé une rigidité $m_v = 1 \times 10^{-5} = \text{kPa}^{-1}$, une valeur assez réaliste pour plusieurs types de géomatériaux, notamment pour le dépôt d'argile Champlain de Lachenaie.

La figure 5-8 présente les graphiques adimensionnels des vitesses ($\alpha = 0,1$ et $0,001$) pour un massif filtrant composé de deux cylindres distincts ($L_1 = 0,228$ m, $L_2 = 0,610$ m, $D_1 = 0,114$ m, $D_2 = 0,076$ m, figure 4-3). Le choix des dimensions de ce massif filtrant est représentatif des géométries qui sont rencontrées pour les puits d'observation de Lachenaie. Les valeurs du paramètre α ont été obtenues à partir d'une moyenne pondérée des diamètres D_1 et D_2 , le même type de moyenne qui a été utilisé pour calculer c à la section 5.1. La valeur pondérée de D permet de calculer un rapport L/D de 9,7. La figure 5-8 présente aussi les courbes obtenues avec la géométrie idéalisée de la figure 4-1 pour $L/D = 6$ et $L/D = 12$. On remarque que le graphique des vitesses pour $L/D = 9,7$ est intermédiaire par rapport à ceux qui sont obtenus avec la géométrie idéalisée pour $L/D = 6$ et 12 . On conclut que l'utilisation du diamètre pondéré permet d'utiliser les courbes types obtenues en supposant une géométrie idéalisée comme celle de la figure 4-1.

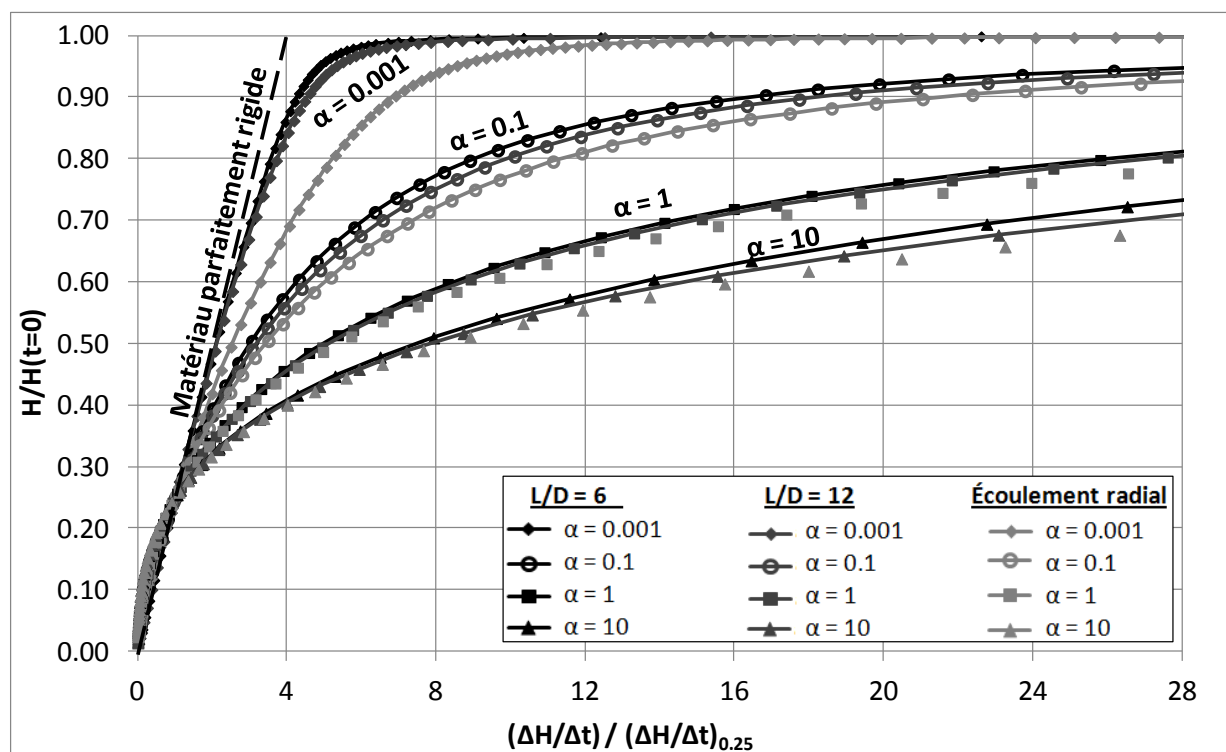


Figure 5-6 : Impact des paramètres α et L/D sur le graphique adimensionnel des vitesses.

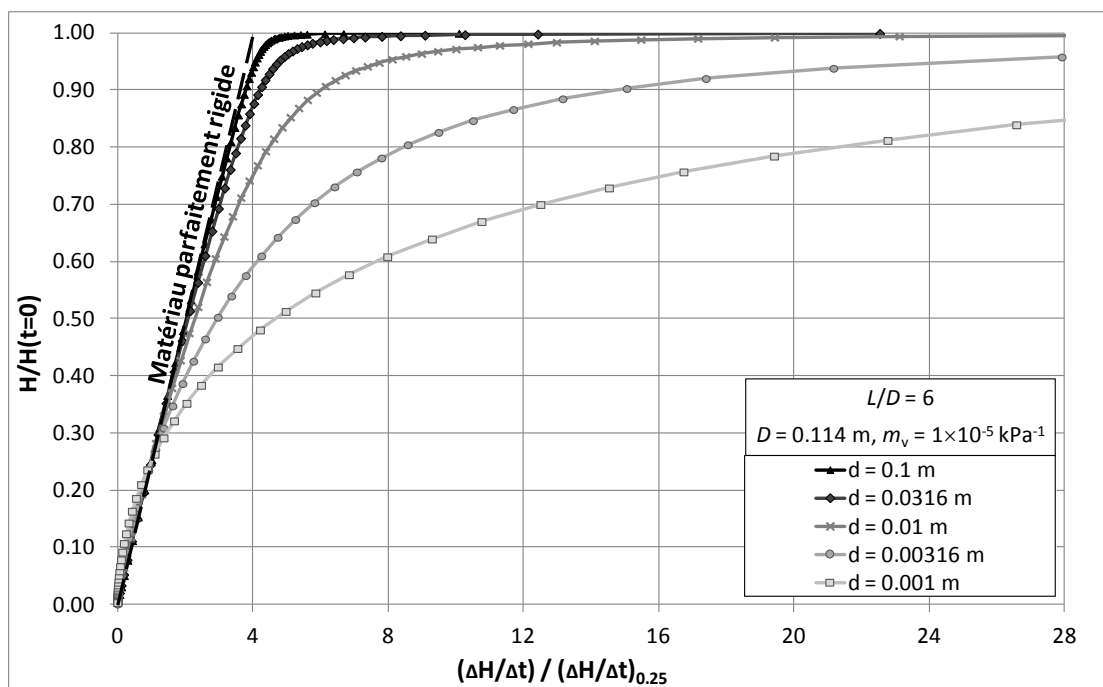


Figure 5-7 : Effet du rayon du tuyau des puits sur le graphique adimensionnel des vitesses.

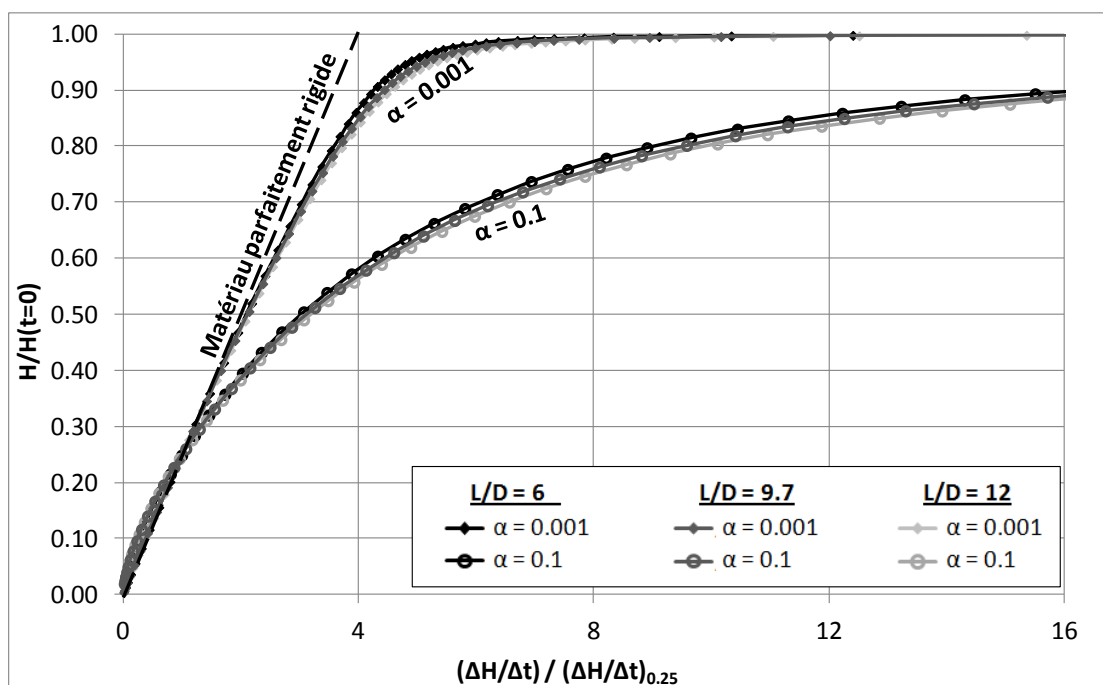


Figure 5-8 : Graphique adimensionnel des vitesses pour les massifs filtrants composés de deux cylindres ($L/D = 9,7$).

Les figures 5-9, 5-10 et 5-11 présentent des graphiques des vitesses plus détaillés pour des rapports L/D de 6 et 12 et pour un écoulement radial. Encore une fois, on remarque que les graphiques adimensionnels des vitesses ont une plus grande courbure pour le cas de l'écoulement radial. Pour des rapports L/D de 6 et 12, les graphiques des vitesses diffèrent peu. Les courbes types des figures 5-9 et 5-10 seront comparées aux résultats expérimentaux au chapitre 10.

On peut démontrer que les graphiques adimensionnels des vitesses sont délimités par deux courbes extrêmes. La figure 5-12 présente ces deux limites pour le cas d'un rapport L/D de 6. La première limite correspond au graphique des vitesses de Chapuis et al. (1981) pour un matériau parfaitement rigide. Dans le graphique adimensionnel des vitesses, ce cas est représenté par une droite qui passe par l'origine et par le point (4,1). La vitesse à $H/H(t=0) = 1,00$ est alors quatre fois plus grande que $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ et on observe une relation linéaire entre H_m et $\Delta H/\Delta t$ (équation 3.3). Quand les valeurs du paramètre α sont faibles, les courbes types tendent vers cette droite. Elles sont alors difficiles à différencier (figures 5-9 et 5-10) et le choix d'une valeur pour le paramètre α à partir d'une superposition devient très peu précis. On obtient souvent de faibles valeurs du paramètre α pour les essais à niveau variable dans les milieux relativement perméables (sable, gravier, les aquifères en général).

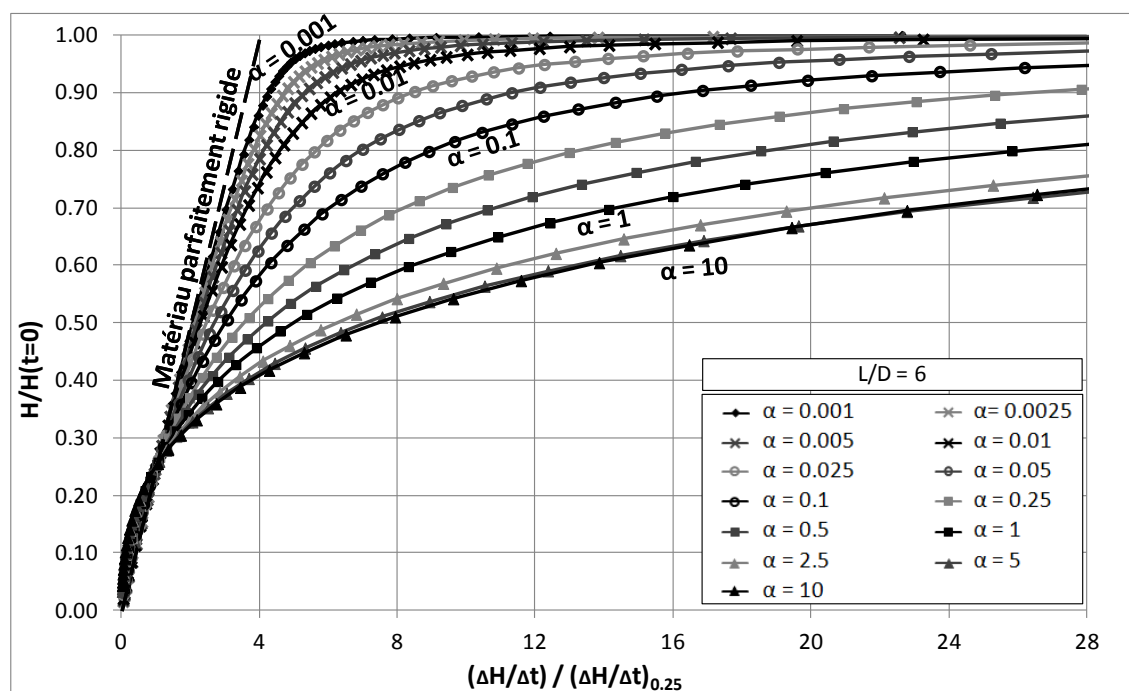


Figure 5-9 : Graphique adimensionnel des vitesses pour $L/D = 6$.

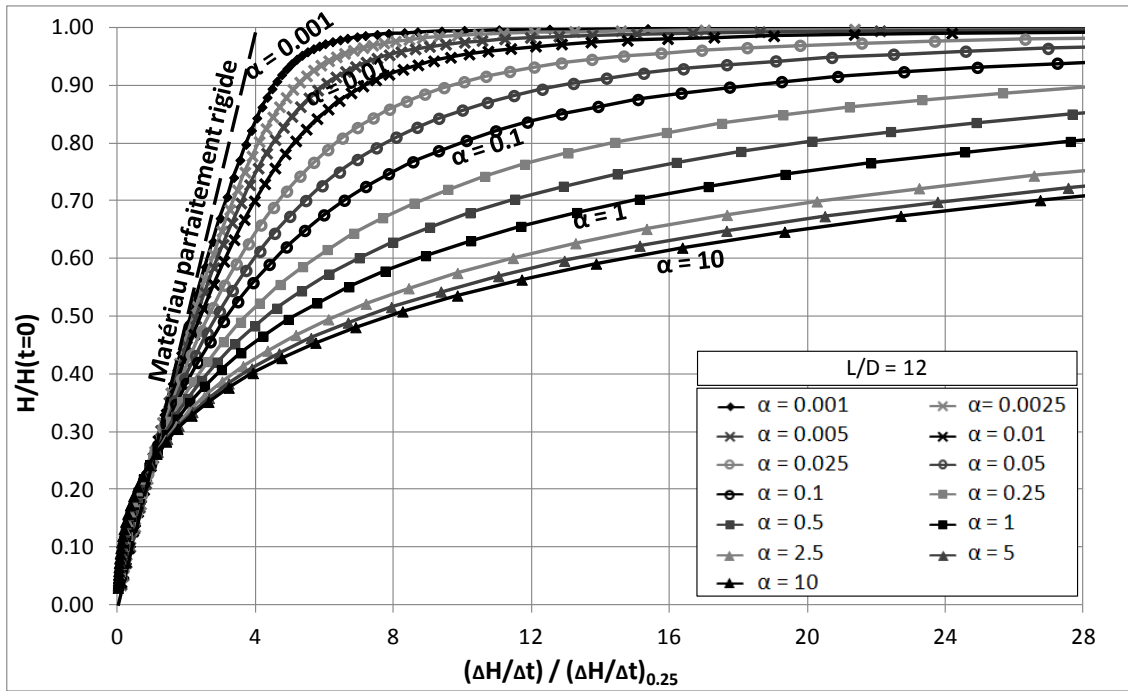


Figure 5-10 : Graphique adimensionnel des vitesses pour $L/D = 12$.

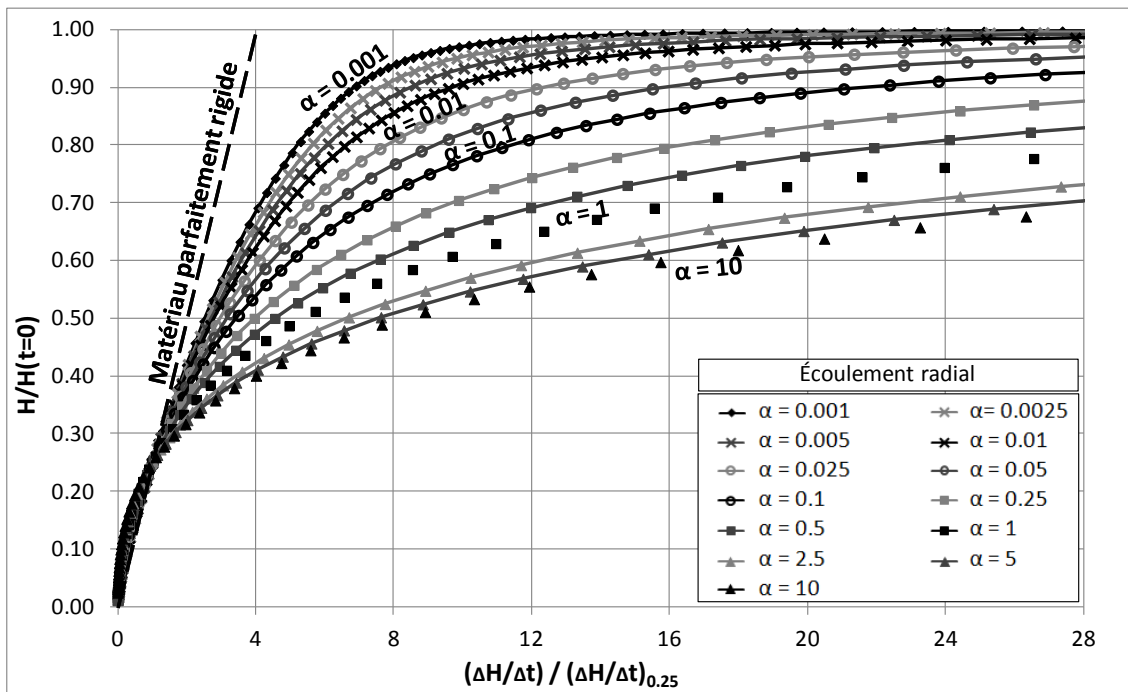


Figure 5-11 : Graphique adimensionnel des vitesses pour un écoulement radial.

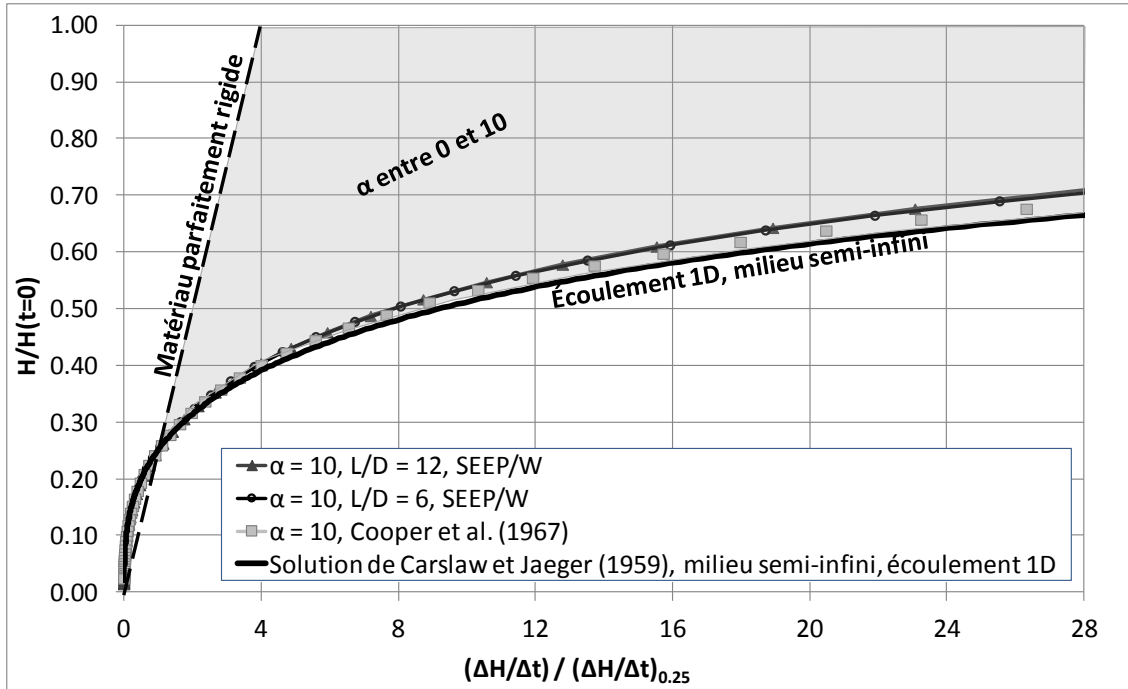


Figure 5-12 : Limites du graphique adimensionnel des vitesses.

Pour les écoulements radiaux, on tend vers une autre courbe unique quand les valeurs de α sont grandes. À la section 3.3, on a rapporté que pour de grandes valeurs du paramètre α , la solution de l'équation 3.19, la solution de Cooper et al. (1967), tend vers l'équation 3.26. Le rapport $H/H(t=0)$ dépend alors seulement du produit $\alpha\beta$. On peut aisément démontrer que la convergence vers l'équation 3.26 implique la convergence vers une courbe unique sur le graphique adimensionnel. Pour y arriver, on dérive tout d'abord l'équation 3.26 par β . On obtient le résultat donné à l'équation 5.2 :

$$\frac{d}{d\beta} \frac{H}{H(t=0)} = 4\alpha \frac{H}{H(t=0)} - \sqrt{\frac{4\alpha}{\pi\beta}} \quad (5.2)$$

Quand $H/H(t=0) = 0,25$, la résolution de l'équation 3.26 implique la relation suivante entre α et β (équation 5.3) :

$$\beta = \frac{1.0523}{\alpha} \quad (5.3)$$

La dérivée donnée par l'équation 5.2 évaluée à $H/H(t=0) = 0,25$ prend alors la forme de l'équation 5.4 :

$$\left. \frac{d}{d\beta} \frac{H}{H(t=0)} \right|_{H/H(t=0)=0.25} = -0.1\alpha \quad (5.4)$$

Si on divise les deux membres de l'équation 5.2 par la dérivée de $H/H(t=0)$ par rapport à β évaluée à $H/H(t=0) = 0.25$, et si on remarque que β est le produit du temps et d'une constante, on peut réécrire l'équation 5.2 de la manière suivante :

$$\frac{\frac{\Delta H}{\Delta t}}{\left(\frac{\Delta H}{\Delta t} \right)_{0.25}} \cong \frac{20}{\sqrt{\pi\alpha\beta}} - \frac{40H}{H(t=0)} \quad (5.5)$$

On constate que le membre de droite de l'équation 5.5 dépend seulement de $H/H(t=0)$. En effet, bien qu'on ne puisse pas exprimer explicitement $\alpha\beta$ en fonction $H/H(t=0)$, ces deux quantités sont reliées par l'équation 3.26 (voir aussi la figure 3-11). On peut donc conclure que le graphique adimensionnel des vitesses pour le cas d'un écoulement radial dépend seulement de $H/H(t=0)$ quand l'équation 3.26 s'applique, c'est-à-dire pour les grandes valeurs du paramètre α .

Les résultats de la méthode des éléments finis nous permettent de faire la même observation pour les courbes types associées aux rapports L/D de 6 ou 12. Quand les valeurs du paramètre α sont grandes, on tend vers une courbe unique sur les graphiques adimensionnels des vitesses. La méthode du graphique adimensionnel des vitesses a alors le même désavantage que la méthode de Bredehoeft & Papadopoulos (1980) : elle ne permet pas de déterminer K et la rigidité de l'argile de façon indépendante pour les grandes valeurs du paramètre α .

Rappelons que l'équation 3.26 correspond à la solution que l'on obtient lorsqu'on utilise l'équation de Richards simplifiée pour modéliser un essai de perméabilité à niveau variable dans un milieu 1D linéaire semi-infini (Carslaw & Jaeger, 1959; Hsieh et al., 1981). Par conséquent, quand la valeur du paramètre α est grande, l'écoulement se rapproche d'un écoulement 1D à partir de l'interface entre le sol et le massif filtrant. On verra que le rayon d'influence des essais de

perméabilité tend aussi vers celui qui est donné par le cas d'un écoulement dans un milieu 1D semi-infini.

5.2.2 Influence des déformations sur les coefficients de forme

À la section 5.1, on a obtenu des valeurs du coefficient de forme c en supposant que le squelette granulaire du sol testé était parfaitement rigide. Cette hypothèse revient à supposer que le champ de la charge h autour du massif filtrant correspond dès le début de l'essai à la solution de l'équation de Laplace. Ce n'est pas le cas en pratique. Une variation du champ de la charge h induit une variation de p , de la valeur moyenne de σ' , et par conséquent du volume des pores, en d'autres mots une consolidation ou un gonflement du sol. Ces déformations nécessitent un écoulement, elles ne peuvent donc pas être instantanées, surtout pour les sols peu perméables comme l'argile.

La principale conséquence du délai entre le début de l'essai et la variation du champ de h dans le sol est que le gradient moyen à l'interface entre le matériau testé et le massif filtrant est initialement plus grand que le gradient moyen qui est associé à la valeur de c pour un matériau parfaitement rigide. Comme les valeurs de c proviennent de l'intégrale du gradient, celles-ci sont plus grandes que ne le prédit l'équation 5.1 au début des essais de perméabilité si on tient compte des déformations. Ce sont les valeurs élevées du gradient en début d'essai qui sont responsables de la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses qui ont été présentés à la section précédente.

On peut utiliser les simulations réalisées avec SEEP/W et l'équation de Richards simplifiée pour étudier l'évolution de la valeur apparente du coefficient de forme au cours des essais de perméabilité. Il suffit alors d'isoler le facteur c dans l'équation $Q = cKH$. En substituant la relation entre Q , S_{inj} et $\Delta H/\Delta t$ dans cette équation, on obtient la relation suivante :

$$c = \frac{Q}{KH} \cong \frac{-S_{inj}}{KH_m} \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (5.6)$$

L'équation 5.6 permet de calculer une valeur apparente de c pour chaque pas de temps (Δt) des simulations en régime transitoire. Pour les écoulements radiaux de la solution de Cooper et al.

(1967), on peut démontrer à partir de la définition du paramètre β (équation 3.23) et de l'équation 5.6 que la valeur apparente de c est donnée par l'équation 5.7 :

$$c = \frac{Q}{KH} \cong \frac{-\pi L}{H_m} \frac{\Delta H}{\Delta \beta} \quad (5.7)$$

Rappelons que la solution de Cooper et al. (1967) donne la valeur de H en fonction de celle des paramètres α et β .

Les figures 5-13 et 5-14 donnent les valeurs apparentes de c en fonction de $H/H(t=0)$ pour des rapports L/D de 6 et 12 et pour plusieurs valeurs du paramètre α . Encore une fois, on a utilisé la géométrie avec fond perméable de la figure 4-1. Sur les figures 5-13 et 5-14, on présente aussi en guise de comparaison les valeurs de c obtenues à partir de l'équation 5.1 en supposant un matériau parfaitement rigide.

Pour les valeurs du paramètre $\alpha \leq 0,01$, on observe les mêmes tendances avec $L/D = 6$ et 12. Initialement, les valeurs apparentes de c sont plus grandes que celles qui sont données par l'équation 5.1. Ensuite, pour une bonne partie de la durée des essais, les valeurs de c se stabilisent autour de la valeur qui s'applique à un squelette granulaire parfaitement rigide. À la fin de l'essai, les valeurs de c diminuent à nouveau.

Ces variations de la valeur apparente de c sont facilement explicables. Initialement, les gradients sont élevés, car, comme on l'a vu précédemment, la pression d'eau dans le sol met un certain temps à s'équilibrer avec la charge appliquée dans le puits d'observation. Après cette période d'ajustement, la distribution de la charge s'apparente à celle qui est donnée par l'équation de Laplace. Cette situation perdure pour une bonne partie de la durée de l'essai. Finalement, à la fin d'un essai à niveau variable, en raison des pressions d'eau élevées qui persistent autour de la cavité cylindrique, le gradient hydraulique est plus faible que celui qui est donné par les solutions à l'équation de Laplace.

Les figures 5-13 et 5-14 montrent que si $\alpha > 0,01$, les valeurs de c demeurent plus grandes que celles qui sont données par l'équation 5.1 pour presque toute la durée des essais à niveau variable. Par exemple, pour $\alpha = 0,1$, les valeurs de c données à la figure 5-13 passent sous la valeur donnée par l'équation 5.1 seulement lorsque $H/H(t=0) = 0,25$.

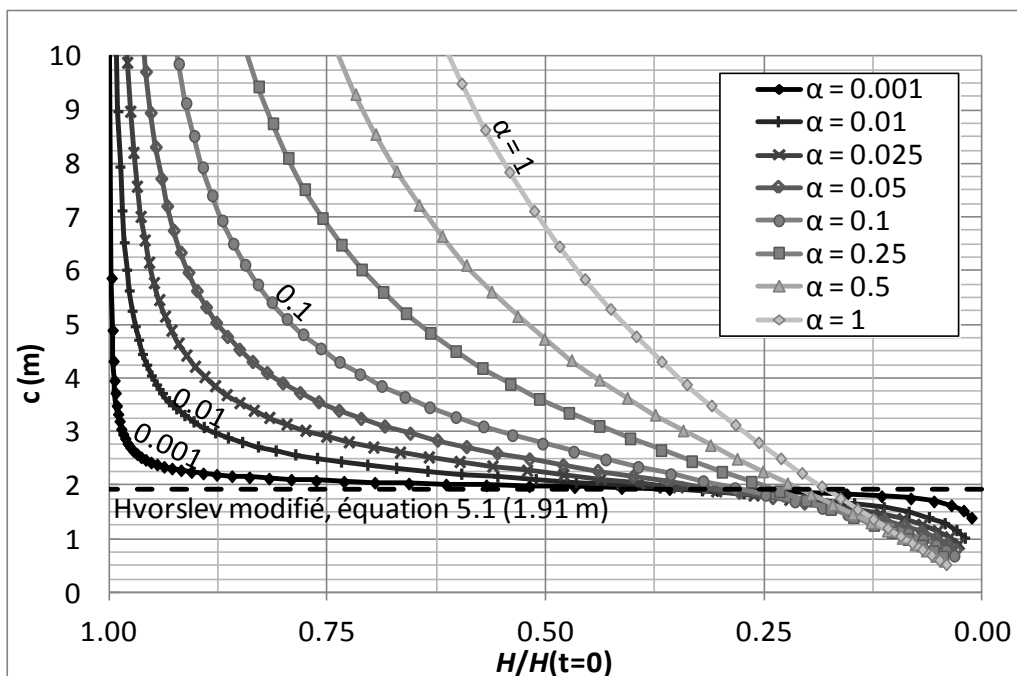


Figure 5-13 : Valeurs apparentes de c en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un rapport L/D de 6.

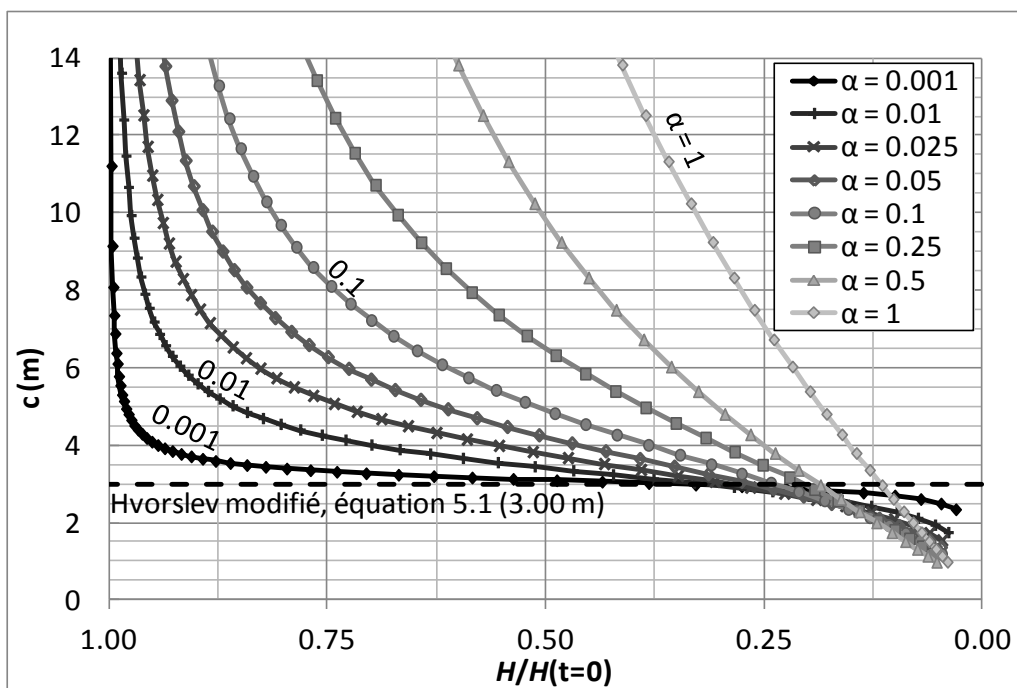


Figure 5-14 : Valeurs apparentes de c en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un rapport L/D de 12.

La figure 5-15 présente les valeurs apparentes de $c/\pi L$ pour les écoulements purement radiaux de la solution de Cooper et al. (1967). On compare les valeurs apparentes de c obtenues à partir de cette solution avec celles de l'équation 3.7, l'équation qui est utilisée pour calculer c dans le cas d'un écoulement radial avec les méthodes d'interprétation qui supposent un squelette granulaire rigide. Par rapport aux puits à pénétration partielle, lorsque la valeur du paramètre α diminue, c converge moins rapidement vers la valeur qui est donnée par l'équation 3.7. On note encore une fois que l'influence des déformations est plus grande pour les écoulements radiaux que pour les puits à pénétration partielle. À l'instar de Chapuis (1999) on déduit tout de même que l'utilisation de $\ln(2R/D) = 5$ au numérateur de l'équation 3.7 produit des résultats acceptables. D'après la figure 5-15, on peut utiliser la définition de c donnée par l'équation 3.7 pour $\alpha \leq 0.001$.

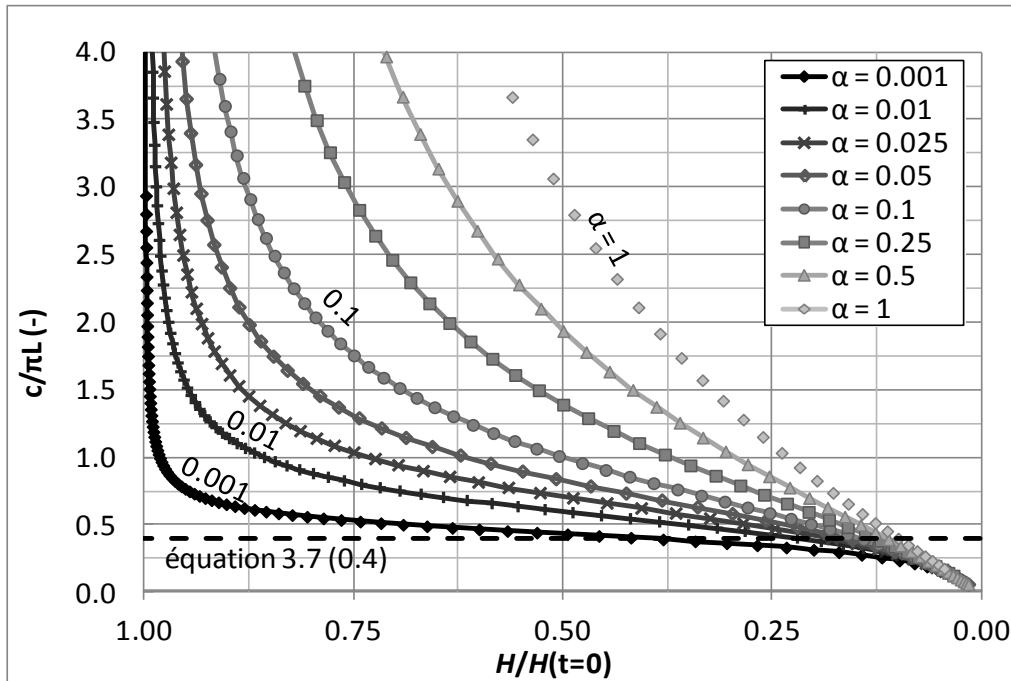


Figure 5-15 : Valeurs apparentes de $c/\pi L$ en fonction de $H/H(t=0)$ pour différentes valeurs de α et pour un écoulement radial.

Sur les figures 5-13 à 5-15, on remarque que les valeurs de c près de $H/H(t=0) = 0,25$ sont moins variables qu'au début des essais. On utilisera par la suite le symbole $c_{0,25}$ pour représenter le coefficient de forme apparent qui s'applique lorsque $H/H(t=0) = 0,25$. On utilisera les valeurs de

$c_{0,25}$ au chapitre 10 lors de notre interprétation des essais de choc hydraulique en tenant compte des déformations. Les valeurs de $c_{0,25}$ permettront de calculer la valeur de K à partir de la vitesse de normalisation $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$ et de l'équation 5.6.

La figure 5-16 donne les valeurs de $c_{0,25}$ pour $L/D = 6$ et 12 , de même que pour les écoulements radiaux. Les valeurs de $c_{0,25}$ qui sont présentées sur cette figure ont été normalisées à l'aide des valeurs appropriées de c pour un milieu rigide (équations 3.7 et 5.1).

Pour $\alpha \leq 0,05$, $c_{0,25}$ s'écarte assez peu des valeurs en milieu rigide, surtout pour les puits à pénétration partielle. Pour ces derniers, les valeurs de $c_{0,25}/c$ varient entre $0,93$ et $1,00$ pour α entre $2,5 \times 10^{-4}$ et $0,05$. Comme les valeurs de c données par l'équation 5.1 sont 11% plus élevées que celles de l'ellipsoïde de Hvorslev (équation 3.8), on peut conclure que pour $\alpha \leq 0,05$, les valeurs de $c_{0,25}$ varient approximativement entre celles qui sont données par les deux versions de l'ellipsoïde. Cette faible variation de $c_{0,25}$ quand $\alpha \leq 0,05$ indique que les déformations ont relativement peu d'influence sur la pente de la portion du graphique des vitesses qui avoisine $H_m = 0,25H(t=0)$.

Pour les trois géométries de la figure 5-16, lorsque $\alpha > 10$, les valeurs de $c_{0,25}$ augmentent proportionnellement à α . Pour les écoulements radiaux, on peut prouver en combinant les équations 3.7, 5.4 et 5.7 que le rapport $c_{0,25}/c$ tend alors vers α . La droite $c_{0,25}/c = \alpha$ est d'ailleurs présentée à la figure 5-16.

On a utilisé des polynômes de degré trois pour obtenir un ajustement optimal du rapport $c_{0,25}/c$ en fonction du logarithme en base 10 de α . Les équations 5.8 à 5.10 donnent respectivement les ajustements pour des rapports L/D de 6 et 12 , et pour l'écoulement radial.

$$\frac{c_{0,25}}{c} = 1 + 0,0448 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right) - 0,165 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^2 + 0,0649 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^3 \quad (5.8)$$

$$\frac{c_{0,25}}{c} = 1 - 0,0095 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right) - 0,128 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^2 + 0,0677 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^3 \quad (5.9)$$

$$\frac{c_{0,25}}{c} = 0,826 + 0,431 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right) - 0,316 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^2 + 0,127 \log\left(\frac{\alpha}{0,001}\right)^3 \quad (5.10)$$

Ces équations ont été obtenues en minimisant la somme des carrés des écarts entre les valeurs de $c_{0,25}/c$ données par les équations 5.8 à 5.10 et les valeurs obtenues avec SEEP/W pour α entre 0,001 et 1. Les ajustements des équations 5.8 à 5.10 sont comparés aux résultats de SEEP/W à la figure 5-17.

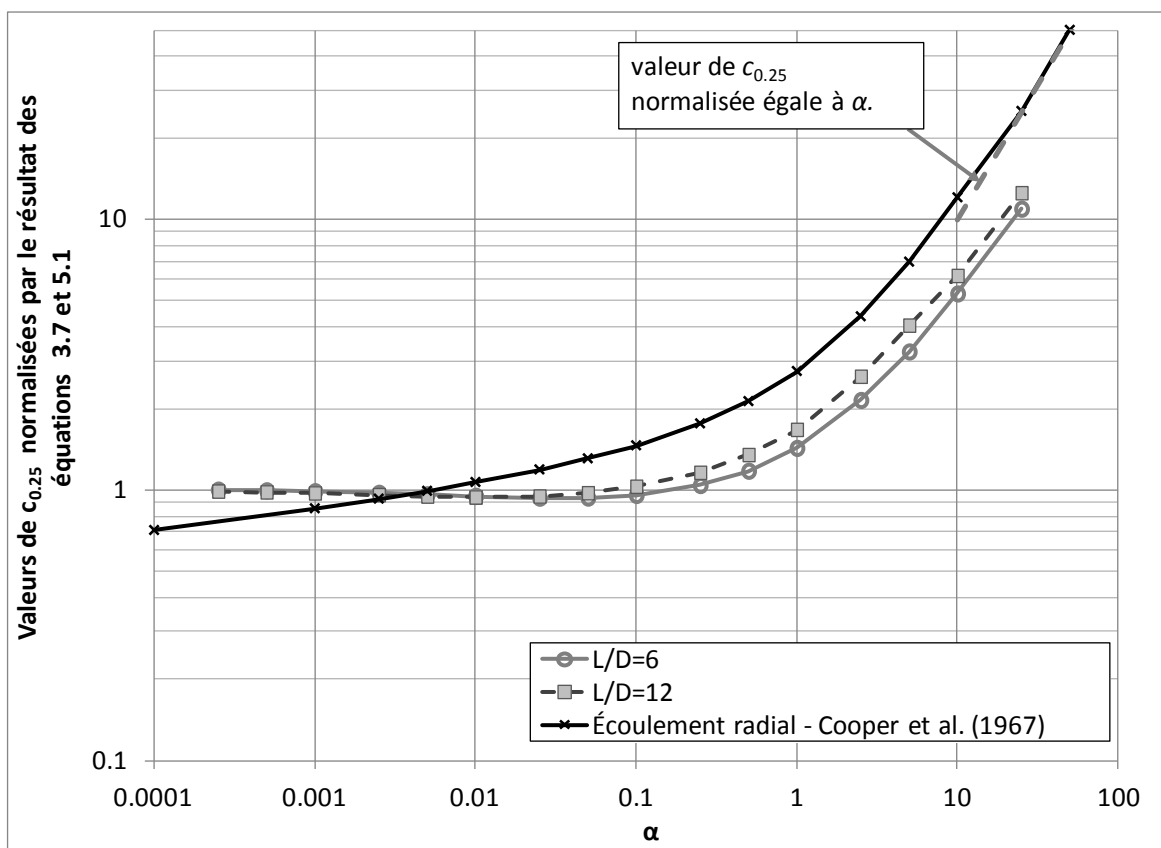


Figure 5-16 : Valeurs de $c_{0,25}$ en fonction du paramètre α pour différentes géométries de massif filtrant.

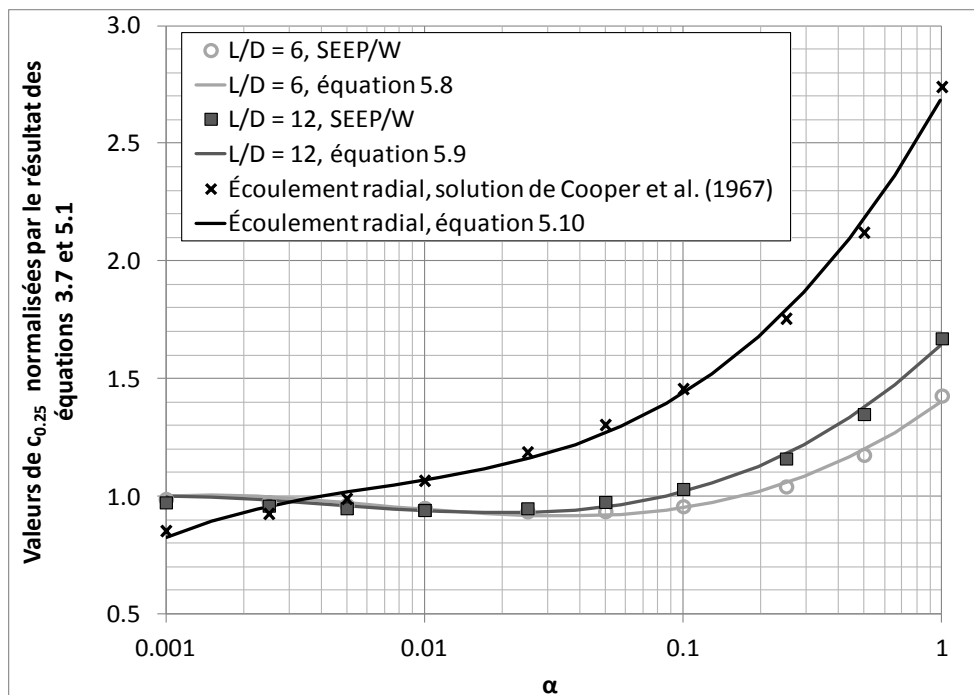


Figure 5-17 : Relations permettant de calculer les valeurs de $c_{0.25}$ en fonction du paramètres α pour différentes géométries.

La figure 5-18 montre les valeurs du rapport $c_{0.25}/c$ qui ont été obtenues pour un massif filtrant composé de deux cylindres ($L_1 = 0,228$ m, $L_2 = 0,610$ m, $D_1 = 0,114$ m, $D_2 = 0,076$ m, figure 4-3). Les valeurs de $c_{0.25}/c$ sont comparées avec le résultat des équations 5.8 à 5.10. La valeur de c est obtenue en utilisant l'équation 5.1 et une moyenne pondérée de D_1 et D_2 ($D = 0,086$ m, $L/D = 9,7$). On remarque que le rapport $c_{0.25}/c$ se situe entre le résultats des équations 5.8 ($L/D = 6$) et 5.9 ($L/D = 12$). On peut donc utiliser les valeurs de $c_{0.25}$ obtenues pour la géométrie idéalisée quand le massif filtrant est composé de deux cylindres. Il suffit encore une fois d'utiliser le diamètre pondéré.

On utilisera les valeurs de $c_{0.25}$ au chapitre 10 pour évaluer l'impact des déformations sur les valeurs de K obtenues à partir des différents types d'essais de perméabilité in situ.

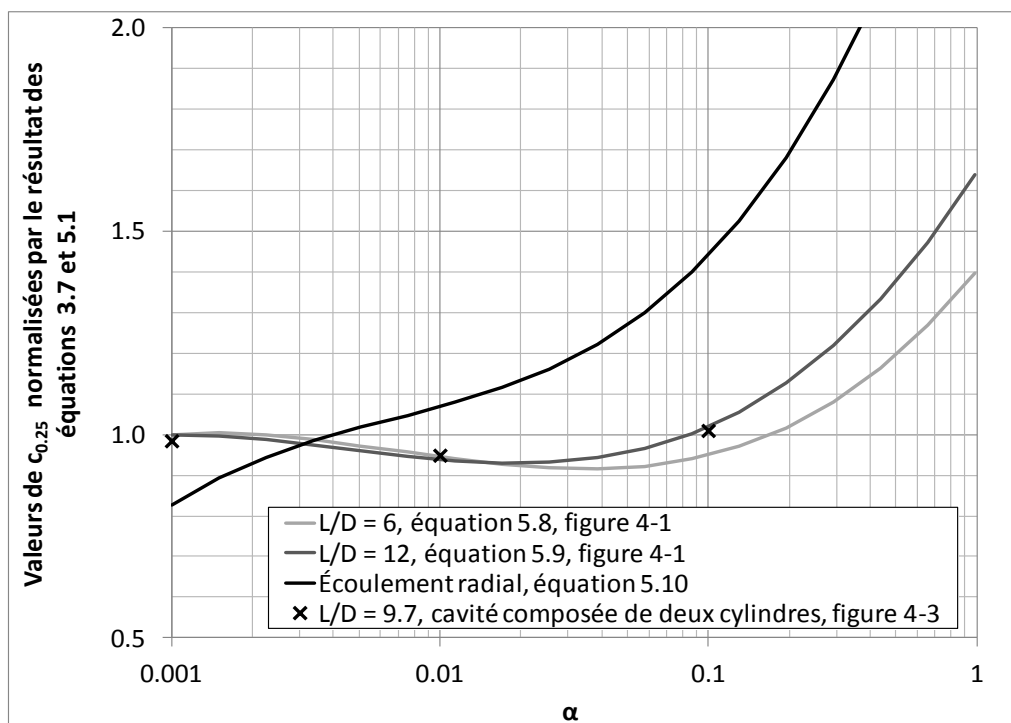


Figure 5-18 : Valeurs de $c_{0.25}/c$ pour la cavité composée de deux cylindres.

5.2.3 Rayon d'influence des essais de perméabilité

Un désavantage des essais où les valeurs de α sont grandes est que l'augmentation de la charge ne se propage pas à une grande distance de l'interface sol-massif filtrant. Par conséquent, le volume de sol testé par les essais de choc hydraulique, ou les essais à niveau variable exécutés avec des tubes de faible diamètre, est limité.

Dans cette section, on évalue à la manière de Guyonnet et al. (1993) le volume de sol testé en fonction de la valeur du paramètre α . On estime le volume testé en déterminant la distance radiale maximum (r_{\max}) où la variation de la charge durant l'essai de perméabilité atteint 10 % de la différence de charge initiale dans le puits ($0,1H(t=0)$). Cette définition est arbitraire, mais elle permet de comparer les résultats obtenus avec ceux de Guyonnet et al. (1993) pour le cas d'un écoulement radial.

Contrairement à Guyonnet et al. (1993) qui se sont intéressés au rayon d'influence pour des valeurs relativement faibles du paramètre α ($\alpha < 5 \times 10^{-4}$), on considère ici le rayon d'influence des essais rapides ($\alpha > 1 \times 10^{-4}$). On étudie aussi le volume de sol testé pour les puits à pénétration

partielle. L'analyse de Guyonnet et al. (1993) s'est limitée aux écoulements radiaux et à la solution de Cooper et al. (1967).

La figure 5-19 présente la variation de $2r_{\max}/D$ en fonction de α pour les puits à pénétration partielle ($L/D = 6$ et 12), et pour les écoulements radiaux. Des massifs filtrants avec $D = 0,114$ m ont été utilisés pour la plupart des simulations avec les trois géométries. Certaines modélisations ont été effectuées avec $D = 0,084$ m. Le résultat de ces simulations démontre que pour un rapport L/D donné, le rapport $2r_{\max}/D$ dépend seulement du paramètre α .

Pour chaque simulation, on a obtenu une matrice des valeurs de h en fonction de t et r . Les valeurs de $h(r,t)$ ont été obtenues avec SEEP/W (section 4.2.2) pour les puits à pénétration partielle, et avec MATLAB (section 4.2.4) pour les puits totalement pénétrant. Pour chaque valeur de r , la valeur maximum de $h(t)$ est trouvée. La valeur de r_{\max} , la valeur de r qui correspond à une charge maximum de $0,10H(t=0)$ est ensuite calculée par interpolation linéaire. Dans le cas des massifs filtrants à pénétration partielle, on a évalué $h(r,t)$ sur le plan horizontal qui traverse le centre des massifs filtrants.

On peut tirer certaines conclusions de l'information qui est présentée à la figure 5-19. Tout d'abord, pour de faibles valeurs du paramètre α , les valeurs de r_{\max} obtenues avec le modèle de Cooper et al. (1967) confirment la tendance observée par Guyonnet et al. (1993) pour les puits totalement pénétrant. Entre $\alpha = 10^{-4}$ et 10^{-3} , la pente $\Delta \log(r_{\max})/\Delta \log(\alpha)$ prend une valeur de 0,441 pour un écoulement purement radial. Guyonnet et al. (1993) obtiennent quant à eux une pente de 0,440 entre $\alpha = 5 \times 10^{-7}$ et 5×10^{-4} .

Pour les puits partiellement pénétrants, on remarque que la pente de la relation entre r_{\max} et α est plus faible. Entre $\alpha = 10^{-4}$ et 10^{-3} , on observe respectivement des pentes de -0,157 et -0,131 pour $L/D = 12$ et $L/D = 6$. Cette caractéristique est en partie due à la différence entre la forme des équipotentiels de $h = 0,10H(t=0)$ pour les écoulements radiaux et les puits à pénétration partielle. Avec la solution de Cooper et al. (1967), les équipotentiels englobent un volume de sol cylindrique. Ce volume est proportionnel à r_{\max}^2 . Pour les puits partiellement pénétrants, les équipotentiels sont plus sphériques et le volume de sol compris à l'intérieur de celles-ci est proportionnel à r_{\max}^3 . Pour une même augmentation du volume affecté par l'essai de perméabilité, l'augmentation de r sera moindre pour les puits partiellement pénétrants.

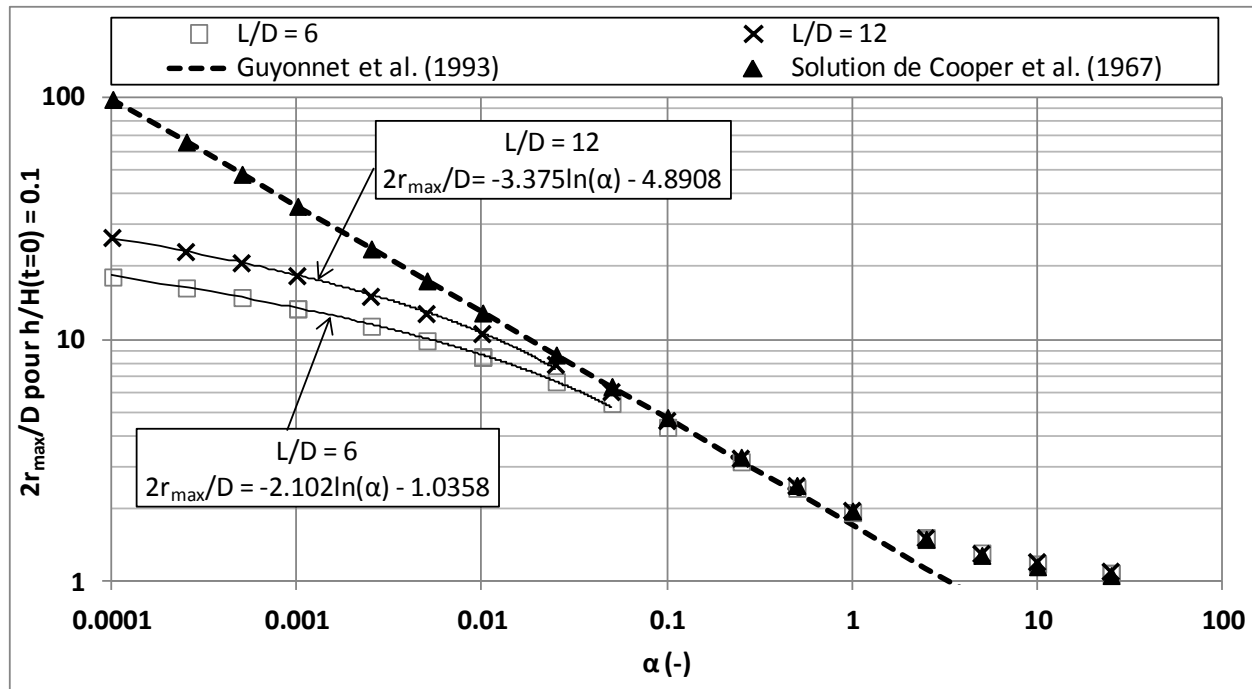


Figure 5-19 : Valeurs de r_{\max} en fonction de la géométrie du massif filtrant et de la valeur du paramètre α .

La pente plus faible pour les puits à pénétration partielle est aussi due au fait que l'on tend vers la solution pour un squelette granulaire parfaitement rigide quand α diminue. En d'autres mots, au début des essais, lorsque la valeur du paramètre α diminue, la distribution des charges tend de plus en plus vers celle qui est donnée par l'équation de Laplace. Par exemple, pour $L/D = 6$ et $D = 0,114$ m, avec l'équation de Laplace, $r_{\max} = 1,49$ m. À la figure 5-19, on obtient une valeur de $r_{\max} = 1,04$ m pour la même géométrie et pour $\alpha = 1 \times 10^{-4}$. Il est intéressant de noter que d'après les résultats de Guyonnet et al. (1993) et la solution de Cooper et al. (1967), le rayon d'influence pour les écoulements radiaux en milieu infini n'est pas borné. Il augmente indéfiniment lorsque la valeur du paramètre α diminue.

Pour les valeurs du paramètre α supérieures à 0,1, on s'éloigne de la relation linéaire entre $\log(\alpha)$ et $\log(2r_{\max}/D)$ proposée par Guyonnet et al. (1993) et toutes les géométries convergent vers la même relation entre $2r_{\max}/D$ et α (figure 5-19). On note d'ailleurs que la relation de Guyonnet et al. (1993) prédit une valeur de r_{\max} inférieure à $D/2$ pour $\alpha > 3,4$, ce qui est physiquement impossible.

La figure 5-19 présente des relations ajustées entre $2r_{\max}/D$ et $\log(\alpha)$ pour $L/D = 6$ et 12 . Ces relations sont valides entre les points où les valeurs de $2r_{\max}/D$ rejoignent la droite de Guyonnet et al. (1993), et pour des valeurs de $\alpha \geq 1 \times 10^{-4}$. Lorsque le paramètre $\alpha < 1 \times 10^{-4}$, le rapport $2r_{\max}/D$ tend vers celui qui est donné par les solutions à l'équation de Laplace, soit respectivement 26,1 et 40,3 pour des rapports L/D de 6 et 12.

La figure 5-20 présente un graphe de $r_{\max} - D/2$ en fonction de $A S_s/S_{\text{inj}}$ où A est la surface du cylindre à l'interface sol - massif filtrant (πDL). Des résultats sont fournis pour les trois géométries de la figure 5-19. On présente aussi les valeurs de r_{\max} pour l'équation 3.37. Rappelons que cette dernière correspond à la solution des équations 2.6 et 2.7 pour un essai de perméabilité dans un milieu 1D semi-infini (Carslaw & Jaeger, 1959). Pour les massifs filtrants cylindriques, les abscisses de la figure 5-19 sont reliées aux valeurs du paramètre α par l'équation 5.11.

$$\frac{A S_s}{S_{\text{inj}}} = \frac{4}{D} \alpha \quad (5.11)$$

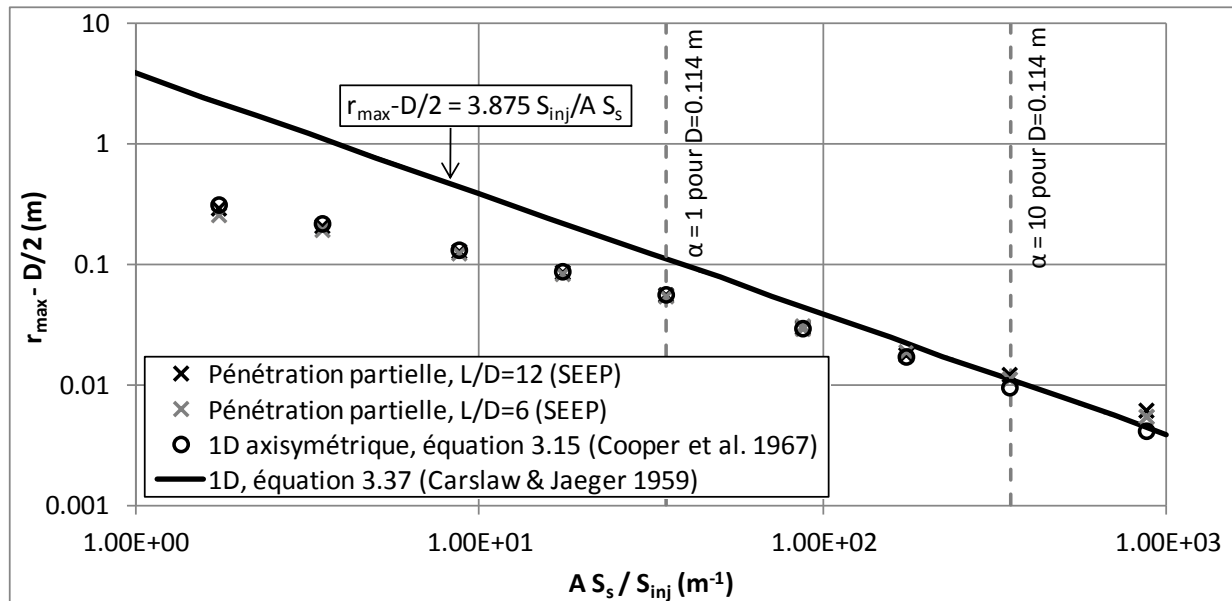


Figure 5-20 : Valeurs de $r_{\max} - D/2$ en fonction de $A S_s / S_{\text{inj}}$.

On remarque que pour des valeurs élevées du paramètre α , la valeur de r_{\max} pour les massifs filtrants cylindriques tend vers la distance de propagation donnée par l'équation 3.37. Cela signifie que la propagation 1D de l'onde de pression à partir de l'interface dicte la valeur de r_{\max} . C'est le rapport entre le produit $S_s A$ et S_{inj} qui contrôle alors r_{\max} . Rappelons que pour de faibles valeurs du paramètre α , la distance de propagation est plutôt contrôlée par la forme des équipotentielles (sphériques ou cylindriques).

5.3 Comparaison de l'équation de Richards simplifiée et de la formulation $u-p$

Comme on l'a vu au chapitre 2 et à la section 4.1.3, par rapport à l'équation de Richards simplifiée, l'utilisation d'un modèle $u-p$, demande l'ajout d'une condition aux frontières supplémentaire. Cette condition concerne le comportement mécanique du sol. On peut fixer soit le déplacement (u), soit la contrainte totale normale à la frontière du domaine (σ_r).

Dans le cas des essais de perméabilité, c'est à l'interface entre le sol et le massif filtrant que la condition mécanique peut influencer sur la modélisation des essais de perméabilité. On peut dans un premier temps supposer que l'interface n'est pas libre de se déplacer ($u = 0$). Ce type de condition peut être réaliste, par exemple, pour un essai à niveau remontant réalisé dans un piézomètre battu dont la pierre poreuse ou la crépine est très rigide, un cas traité par Gibson (1970). Pour des déplacements nuls, le volume délimité par l'interface ne peut pas diminuer lorsqu'on abaisse le niveau d'eau (lorsqu'on abaisse p et σ_r). Pour les essais à niveau descendant, il est généralement plus réaliste de supposer que l'interface peut se déplacer, un peu à la manière de l'expansion de cavité rencontrée pour les essais pressiométriques. Dès que le niveau d'eau et la contrainte σ_r augmentent, la cavité qui contient le massif filtrant prend de l'expansion. Dans ce cas, si on néglige la force de réaction entre les matériaux du massif filtrant et du sol, on peut supposer que l'incrément de contrainte totale est égal à l'incrément de pression interstitielle à l'interface ($\Delta\sigma_r = \Delta p$). Ce sont les deux types de conditions aux frontières qui seront comparés avec le modèle $u-p$ dans cette section.

Les résultats obtenus à partir du modèle $u-p$ nous permettent de mieux comprendre le lien entre les phénomènes d'expansion de cavité, et le gonflement ou la consolidation du sol dans lequel on

réalise l'essai de perméabilité. Cette interaction est particulièrement importante pour les essais de choc hydraulique. Les résultats du modèle $u-p$ nous permettent aussi de démontrer que même si les hypothèses qui supportent l'équation de Richard simplifiée ne sont pas parfaitement respectées lors des essais de perméabilité in situ, cette équation peut quand même être utilisée pour modéliser les essais de perméabilité.

La section débute avec une série de développements mathématiques qui montrent dans quelle mesure l'équation de Richards simplifiée s'applique pour le cas d'un écoulement 1D axisymétrique avec déformations planes. On démontre aussi que le déplacement de l'interface est toujours proportionnel à la composante radiale de la contrainte totale (σ_r), tel que dicté par la relation de Lamé (1852). Le logiciel COMSOL est ensuite utilisé pour valider ces démonstrations mathématiques et pour vérifier l'impact des conditions mécaniques pour une géométrie où les déformations sont plus complexes, soit le cas d'un massif filtrant 2D axisymétrique avec fond perméable, une géométrie qui a déjà été utilisée aux sections 5.1 et 5.2 (figure 4-1). On note aussi que cette géométrie est plus représentative de celle que l'on rencontre sur le terrain.

5.3.1 Écoulement 1D axisymétrique avec déformations planes

Dans cette section, on présente les résultats du modèle $u-p$ pour la géométrie 1D axisymétrique avec déformations planes. Ce cas s'applique en théorie aux puits infiniment longs. Pour cette géométrie, h est directement proportionnelle à la pression interstitielle p .

On débute avec le développement de solutions analytiques. La simplicité de la géométrie 1D a en effet l'avantage de permettre l'obtention de telles solutions. Ensuite, on valide et on enrichit les résultats analytiques avec ceux de la méthode des éléments finis et du logiciel COMSOL.

5.3.1.1 Développements mathématiques

Les équations 2.16 et 2.34 assurent respectivement l'équilibre statique des contraintes totales et la relation entre contraintes effectives et déformations pour un matériau linéaire élastique et une géométrie axisymétrique. Pour le cas des déformations planes, l'équation 2.36 et l'équation

d'équilibre statique réécrite, en terme de contraintes effectives, permettent d'obtenir les équations 5.12 à 5.14.

$$\frac{\partial \sigma'_r}{\partial r} + \frac{\partial p}{\partial r} + \frac{\sigma'_r - \sigma'_\theta}{r} = 0 \quad (5.12)$$

$$\sigma'_r = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(-(1-\nu) \frac{\partial u_r}{\partial r} - \nu \frac{u_r}{r} \right) \quad (5.13)$$

$$\sigma'_\theta = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left(-\nu \frac{\partial u_r}{\partial r} - (1-\nu) \frac{u_r}{r} \right) \quad (5.14)$$

Si on substitue les équations 5.13 et 5.14 dans l'équation 5.12, on obtient l'équation suivante après simplification :

$$\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \frac{\partial p}{\partial r} = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_r}{r} + \frac{\partial u_r}{\partial r} \right) \quad (5.15)$$

Cette équation a déjà été introduire au chapitre 2 (équation 2.47). Mis à part le terme de la dérivée partielle de la pression, cette équation est identique à celle qui a été obtenue dans le développement de la relation de Lamé (1852) à la section 3.5 (équation 3.38).

On peut simplifier davantage l'équation 5.15 en notant que le facteur de la dérivée partielle de la pression dans le membre de gauche correspond en fait au module m_v (section 2.5). Dans le membre de droite, on reconnaît la somme de $-\varepsilon_r$ et $-\varepsilon_\theta$. Pour le cas des déformations planes, la somme de ε_r et ε_θ correspond à la déformation volumique ε_v . En supposant que le module m_v est constant, ces simplifications nous permettent d'obtenir l'équation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial r} (m_v p) = \frac{\partial}{\partial r} (-\varepsilon_v) \quad (5.16)$$

On remarque donc que la pression p est proportionnelle à $-\varepsilon_v$. Comme $-d\varepsilon_v$ correspond à $d\theta$, l'équation 5.16 implique que $d\theta = m_v dp$. C'est l'hypothèse qui mène de l'équation 2.5 aux équations 2.6 et 2.7. Par conséquent, on constate que même si les composantes du tenseur des contraintes totales varient pour le cas 1D axisymétrique, les équations 2.6 et 2.7 peuvent quand même être utilisées pour modéliser les écoulements si on suppose que le sol a un comportement

linéaire élastique. Ce résultat a aussi été démontré, mais en adoptant une approche différente, par Randolph & Wroth (1979).

Si l'interface entre le sol et le massif filtrant est libre de se déplacer, et si la contrainte totale radiale est égale à la pression d'eau ($\sigma_r = 0$), l'équation 5.13 peut être réécrite de la façon suivante pour $r = D/2$:

$$\frac{\partial u_r}{\partial r} = -\frac{\nu}{(1-\nu)} \frac{2u_r}{D} \quad (5.17)$$

Si on substitue l'équation 5.17 dans l'équation 5.15 et si on suppose que les paramètres de rigidité du sol (E, ν) sont constants, on obtient la relation suivante, toujours pour $r = D/2$:

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{(1+\nu)}{E} p \right) = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{2u_r}{D} \right) \quad (5.18)$$

Si u_r et p sont nuls avant le changement de niveau d'eau, l'égalité des quantités dérivées dans l'équation 5.18 mène directement à la relation de Lamé (équation 3.42).

On peut tirer deux conclusions principales des développements mathématiques présentés dans cette section. Premièrement, la pression interstitielle dans le sol est donnée par les équations 2.6 et 2.7, et ce, sans égard au champ des déplacements. Deuxièmement, la relation entre u_r et σ_r à l'interface est toujours dictée par la relation de Lamé (1852). On peut remarquer que les phénomènes d'expansion de cavité et de consolidation du sol sont découplés. Gibson (1963) en est arrivé aux mêmes conclusions pour les perméamètres sphériques. Le volume de la cavité dépend seulement de la pression à l'intérieur de celle-ci et le gonflement et la consolidation du sol peuvent se produire indépendamment de l'expansion de cavité.

5.3.1.2 Résultats numériques pour les déplacements nuls à l'interface

On suppose que l'interface n'est pas libre de se déplacer ($\mathbf{u} = 0$) et que la pression d'eau à l'interface (p) est donnée par le niveau d'eau dans le tuyau. À la frontière éloignée, les déplacements et les pressions sont nuls. Toutes les solutions correspondent à $D = 0,114$ m et $L = 0,684$ m ($L/D = 6$).

La figure 5-21 présente une série de graphiques adimensionnels des vitesses obtenus avec le modèle $u-p$ pour différentes valeurs de m_v et S_{inj} . On remarque que COMSOL fournit une solution numérique qui concorde parfaitement avec la solution semi-analytique de Cooper et al. (1967), la solution qui a été utilisée pour construire les courbes de la figure 5-11. Les courbes sont superposées et les résultats dépendent seulement du paramètre α . La méthode de Cooper et al. (1967) et le modèle $u-p$ donnent aussi les mêmes valeurs pour le coefficient de forme apparent $C_{0.25}$.

La figure 5-22 présente les valeurs de p en fonction de la distance radiale r pour la simulation avec $\alpha = 0,01$. Les profils de p sont donnés à $t = 1\,007$ et $12\,750$ s. Ces temps correspondent respectivement à des rapports $H/H(t=0)$ au puits de 86 et 51 %. Dans les deux cas, les valeurs numériques de p pour le modèle $u-p$ sont identiques aux valeurs données par la solution de Cooper et al. (1967).

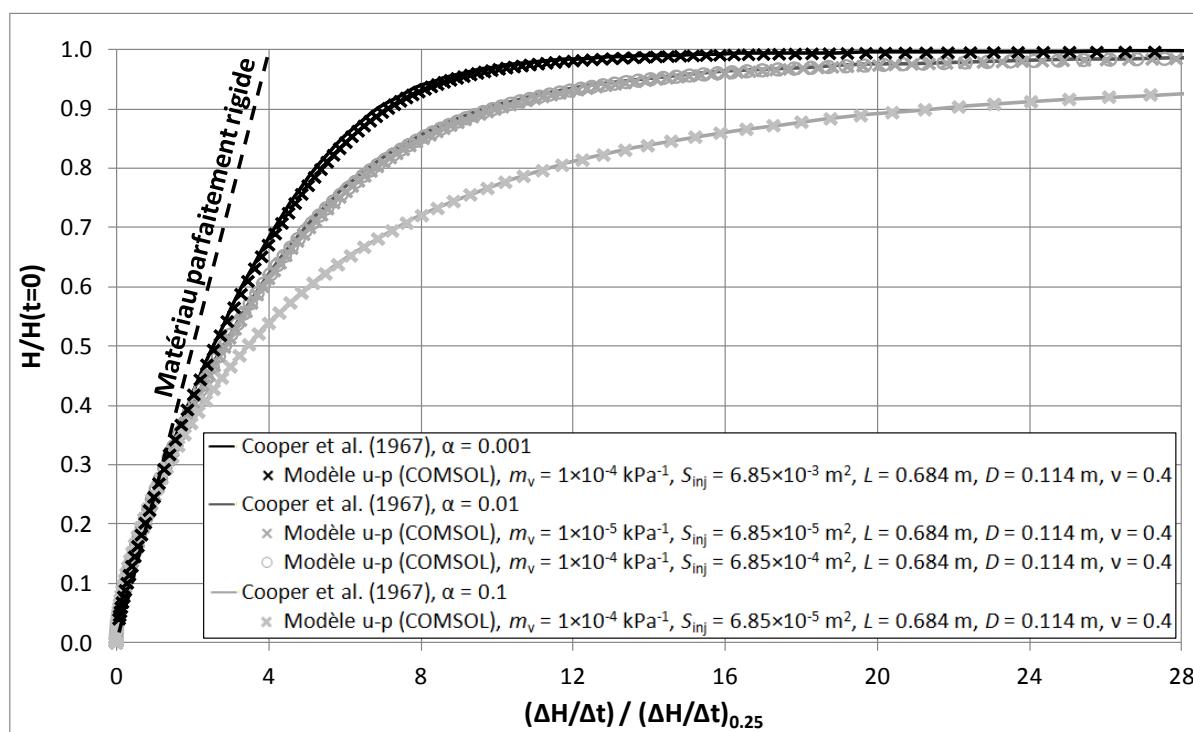


Figure 5-21 : Graphique adimensionnel des vitesses pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).

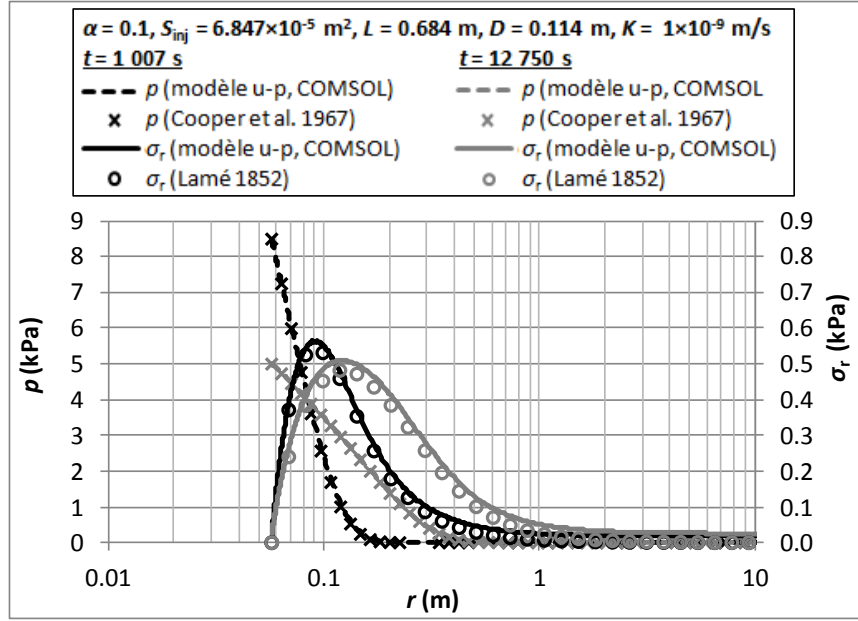


Figure 5-22 : Valeurs de p et σ_r en fonction de r pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).

Les valeurs de p présentées aux figures 5-21 et 5-22 confirment que la distribution des pressions avec un modèle $u-p$ est donnée par la résolution des équations 2.6 et 2.7. S'il n'y a pas d'expansion de cavité, la solution correspond exactement à celle de Cooper et al. (1967).

La figure 5-22 donne aussi les valeurs de σ_r en fonction de r . On remarque que la valeur de σ_r à l'interface est nulle peu importe la valeur de t . Comme on impose $u_r = 0$ à l'interface entre le sol et le massif filtrant, l'absence de contrainte σ_r à cet endroit confirme les résultats du développement mathématique de la section précédente : u_r est proportionnel à σ_r . Ailleurs dans le sol, la valeur de σ_r varie.

On note que la distribution des valeurs de σ_r correspond approximativement à celle qui peut être calculée à partir de la relation de Lamé (1852) et des déplacements :

$$\sigma_r = \frac{E}{1+\nu} \frac{u_r}{r} \quad (5.19)$$

Les valeurs calculées avec la relation de Lamé sont présentées à la figure 5-22. L'allure des profils de u_r montrés à la figure 5-23 indique que les valeurs de u_r augmentent avec la distance radiale, qu'elles atteignent un maximum, puis qu'elles diminuent par la suite.

La figure 5-23 présente aussi les déformations volumiques (ε_v) calculées par COMSOL et celle qui sont calculées directement avec la relation $m_v p$. Encore une fois, on obtient les mêmes valeurs ce qui confirme le résultat de l'équation 5.16. Les déformations sont négatives à proximité de l'interface, car le sol gonfle : la pression augmente plus que les contraintes totales. Si on s'éloigne de l'interface, les déformations deviennent positives, mais très faibles par rapport aux déformations observées à proximité de l'interface.

On peut se demander comment il est possible d'avoir un gonflement du sol si le volume du domaine circonscrit par les frontières éloignées et l'interface ne change pas. En théorie l'équation de Lamé s'applique à un milieu infini. Dans ce cas, une valeur constante de ΔV produit des valeurs de u_r qui tendent vers 0 lorsque la valeur de r tend vers l'infini. En effet, $\Delta V \approx 2\pi r u_r$.

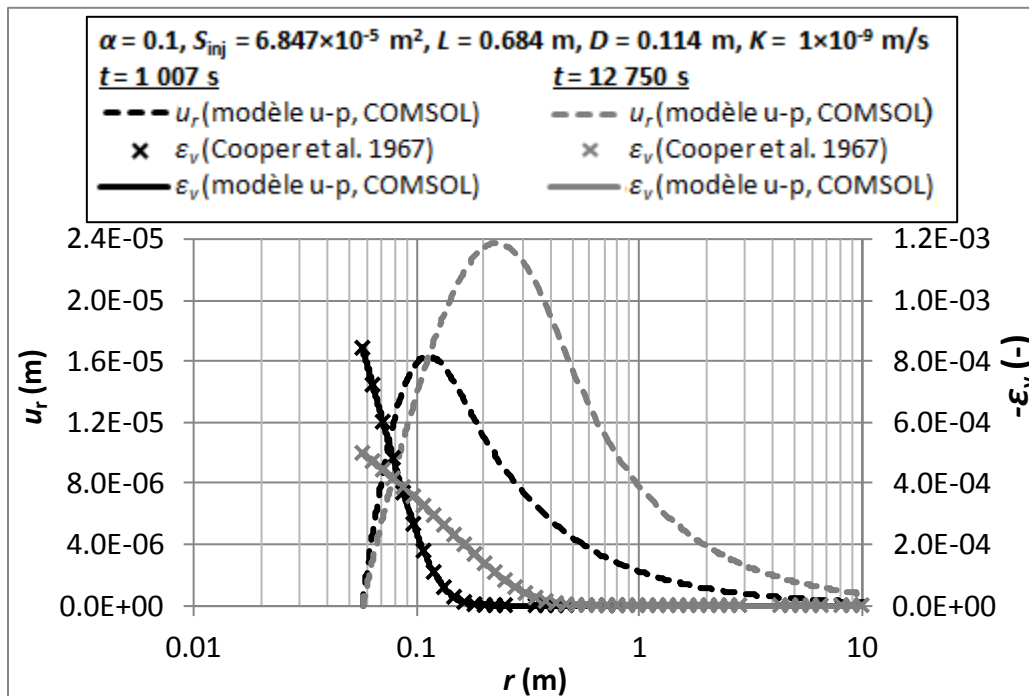


Figure 5-23 : Valeurs de u_r et ε_v pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements nuls à l'interface).

Avec COMSOL le domaine mathématique est fini. Le changement de volume de la cavité est compensé par une très légère augmentation de la pression interstitielle. Des tests avec différentes tailles de domaine ont permis de vérifier que plus le domaine est grand, plus l'augmentation de la pression interstitielle due au milieu fini est faible. Cette augmentation de la pression est liée à la compressibilité de l'eau.

La compressibilité de l'eau à 10°C ($5 \times 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$), la valeur qui a été utilisée avec le modèle $u-p$, est négligeable par rapport à la compressibilité du squelette granulaire. En variant la valeur de cette compressibilité, on remarque qu'elle n'affecte que très peu les résultats à proximité de l'interface ($< 1\%$). Si on s'éloigne de l'interface, la pression d'eau prend une valeur constante (généralement $< 200 \text{ Pa}$) qui est indépendante de r . Si on diminue la compressibilité de l'eau, cette pression augmente. Pour une compressibilité nulle, le palier de pression prend une valeur finie. Par exemple, pour une simulation avec un écoulement radial ($m_v = 1 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$, $S_{inj} = 6,85 \times 10^{-3} \text{ m}^2$, $D = 0,057 \text{ m}$), COMSOL donne une pression constante de 0,237 kPa pour des valeurs de $r \gg D/2$.

5.3.1.3 Résultats numériques pour les déplacements libres à l'interface

On suppose maintenant que l'interface est libre de se déplacer et que la contrainte totale radiale (σ_r) à l'interface est égale à la pression d'eau (p). Toutes les simulations ont été complétées avec la géométrie utilisée à la section précédente ($D = 0,114 \text{ m}$, $L = 0,684 \text{ m}$, $L/D = 6$).

Un premier résultat numérique vient confirmer les développements mathématiques de la section 5.3.1.1. La figure 5-24 présente un graphe de $\Delta V_{cavité}$, le changement cumulatif du volume de cavité depuis $t = 0 \text{ s}$, en fonction de p et σ_r à l'interface. On remarque que cette figure présente une relation linéaire et que la pente de cette droite correspond à celle qui est dictée par la relation de Lamé :

$$\frac{dV_{cavité}}{dp} = 2m_v V_{cavité} \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)} \quad (5.20)$$

Si on trace la même relation pour d'autres valeurs de S_{inj} , mais les mêmes valeurs de $V_{cavité}$, ν et m_v , on obtient la même pente. Notons au passage que les déplacements qui mènent aux valeurs de

$\Delta V_{\text{cavité}}$ de la figure 5-24 sont très faibles : de l'ordre de quelques centièmes de millimètre pour un incrément de σ_r de 9,8 kPa (1 m d'eau).

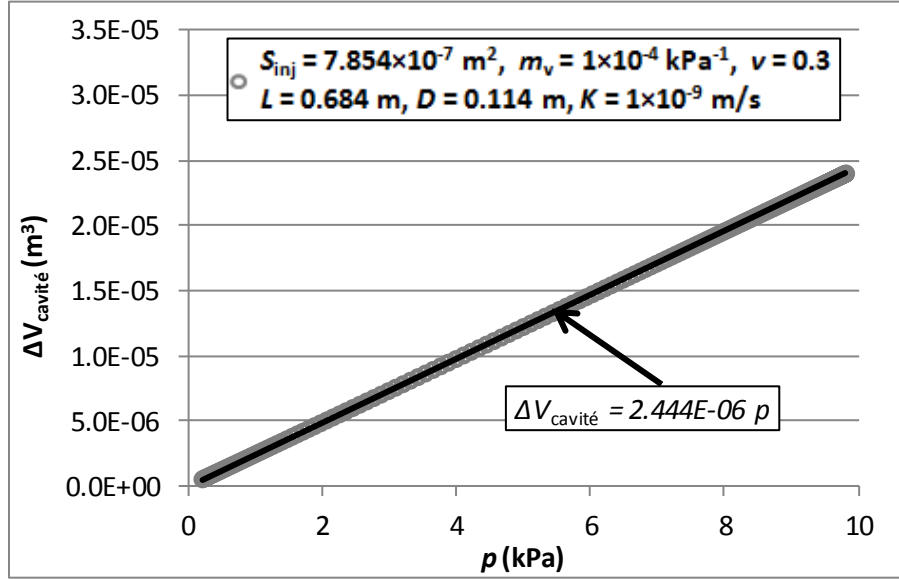


Figure 5-24 : Relation u_r et p à l'interface d'une cavité dont les déplacements sont libres.

Tel qu'observé pour le cas $\mathbf{u} = 0$, les graphiques adimensionnels des vitesses pour une interface libre de se déplacer sont identiques à ceux de la solution de Cooper et al. (1967). Comme le volume d'eau qui s'écoule entre le sol et le puits d'observation ($\Delta V_{\text{écoulement}}$) est compensé à la fois par un changement de volume de cavité et par un changement du volume d'eau stocké dans le tuyau ($\Delta V_{\text{cavité}} + \Delta V_{\text{tuyau}}$), on doit modifier la définition de S_{inj} pour calculer le paramètre α . On définit alors une section effective S_{inj}^* qui tient compte de l'expansion de cavité :

$$S_{\text{inj}}^* = S_{\text{inj}} + 2\gamma_w m_v V_{\text{cavité}} \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} \quad (5.21)$$

S_{inj}^* correspond à la dérivée de $V_{\text{cavité}} + V_{\text{tuyau}}$ par rapport à la charge. Le deuxième terme du membre de droite correspond au changement de volume de cavité observé pour une variation de la pression équivalente à 1 m d'eau.

La figure 5-25 présente des exemples de graphiques adimensionnels des vitesses obtenus avec le modèle $u-p$ pour le cas des déplacements libres à l'interface. Les courbes sont identifiées avec les valeurs du paramètre α calculées avec S_{inj}^* et, entre parenthèses, avec celles qui sont obtenues avec la valeur brute de S_{inj} , celle qui ne tient pas compte de l'expansion de cavité. Lorsque la valeur de S_{inj}^* est utilisée pour calculer le paramètre α , les courbes du modèle $u-p$ se superposent sur celles de la solution de Cooper et al. (1967). Pour deux des trois courbes présentées à la figure 5-25, les valeurs du paramètre α calculées avec S_{inj} et S_{inj}^* diffèrent peu. Pour la troisième courbe ($d = 1$ mm), la différence est considérable (8,72 versus 0,277).

Comme l'expansion de cavité tend à réduire la valeur du paramètre α par le biais d'une augmentation de S_{inj}^* , on peut conclure que les phénomènes d'expansion de cavité tendent à réduire la courbure du graphique des vitesses par rapport à la théorie de Cooper et al. (1967). Il est intéressant de noter que pour les déformations qui se produisent dans le sol, on observe la relation contraire : plus l'influence du gonflement et de la consolidation est grande, plus la courbure du graphique des vitesses est importante.

La figure 5-26 montre la relation entre le rapport S_{inj}/S_{inj}^* et le diamètre d du puits d'observation dans lequel on réalise un essai de perméabilité à niveau variable. Pour construire cette figure, on a utilisé les valeurs de v et m_v de la figure 5-25. Si on néglige l'effet des déformations sur le coefficient de forme apparent, les variations du rapport S_{inj}/S_{inj}^* avec d indiquent qu'un essai réalisé avec un petit tube peut mener à une sous-estimation de K . Comme pour la courbure du graphique des vitesses, l'influence des déformations sur la valeur apparente de K est ambivalente. Du côté de la consolidation et du gonflement du sol, l'effet des déformations mène à une sous-estimation de c et à une surestimation de K (section 5.2.2). Pour l'expansion de cavité, l'influence des déformations mène à une sous-estimation de S_{inj} et à une sous-estimation de K .

En pratique, on peut s'attendre à avoir des conditions aux frontières qui sont parfois intermédiaires entre les deux cas extrêmes étudiés à la section 5.3.1 ($\mathbf{u} = 0$ et $\sigma_r = p$). Il est possible que le matériau du massif filtrant produise une force de réaction à l'interface entre le sol et le massif filtrant, que $\sigma_r - p \neq 0$, et que les déformations ne soient pas nulles. Ce cas n'a pas été étudié dans la thèse.

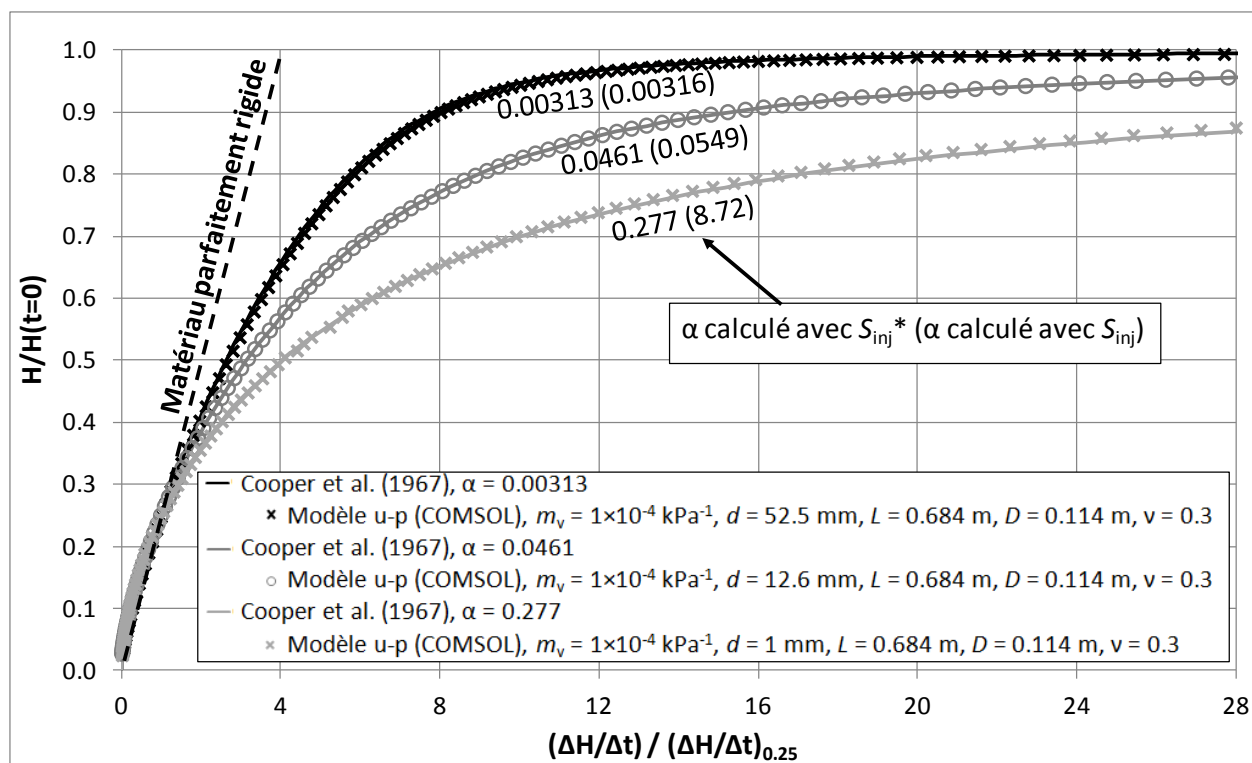


Figure 5-25 : Graphique adimensionnel des vitesses pour le modèle $u-p$ (déformations planes, déplacements libres à l'interface).

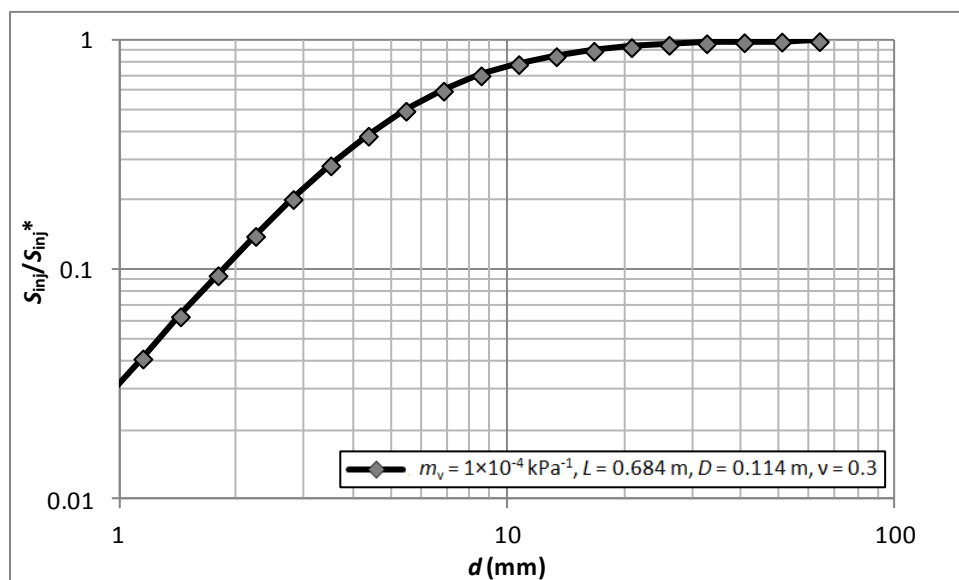


Figure 5-26 : Rapport S_{inj}/S_{inj}^* en fonction de d .

5.3.1.4 Compatibilité des déformations pour l'essai de choc hydraulique

Pour l'essai de choc hydraulique, on pose $S_{inj} = 0$. Le volume d'eau qui s'écoule du massif filtrant vers le sol est entièrement compensé par le changement du volume de la cavité. Si on substitue S_{inj}^* (équation 5.21) dans la définition du paramètre α (équation 3.21), on obtient l'équation suivante :

$$\alpha = \frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)} \quad (5.22)$$

On en déduit que pour l'essai de choc hydraulique, le paramètre α dépend seulement du coefficient de Poisson. L'applicabilité de l'équation 5.22 est bien entendu conditionnelle à la vérification de l'hypothèse d'un comportement linéaire élastique. On suppose aussi que le gonflement du sol et l'expansion de la cavité du massif filtrant sont contrôlés par les mêmes paramètres d'élasticité (ν , E).

La figure 5-27 présente les graphiques adimensionnels des vitesses qu'on obtient à partir de l'équation 5.22 et de la solution de Cooper et al. (1967) pour des valeurs de ν allant de 0,2 à 0,45. Ces valeurs de ν correspondent à des valeurs du paramètre α allant de 0,091 à 0,375. Les courbes de la figure 5-27 ont été vérifiées avec COMSOL et le modèle $u-p$. Un exemple de graphique des vitesses numériques pour $\nu = 0,4$ est présenté à la figure 5-27. Selon les résultats de la figure 5-16 et les équations 5.8 à 5.10, le coefficient de forme $c_{0.25}$ pour le cas d'un écoulement 1D axisymétrique varie entre $1,77L$ et $2,52L$ pour des valeurs de ν allant de 0,20 à 0,45 (α entre 0,091 et 0,375).

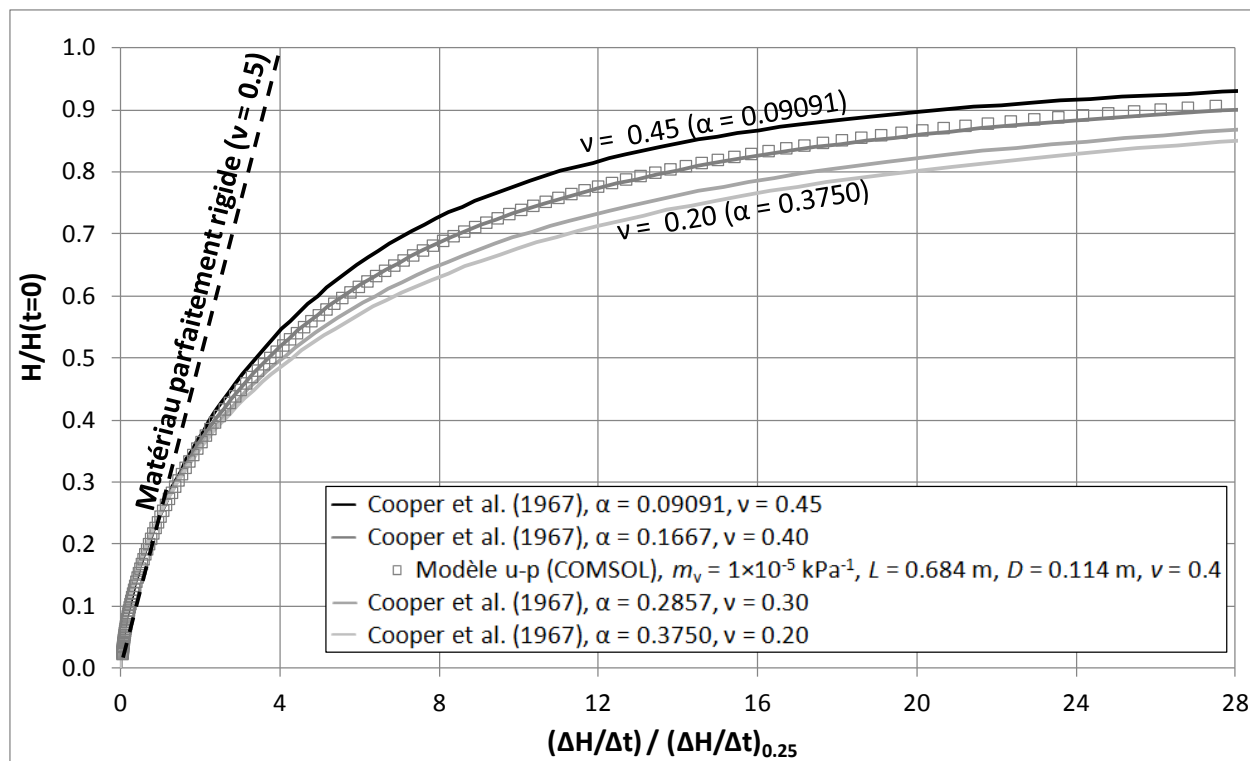


Figure 5-27 : Graphique adimensionnel des vitesses pour les essais de choc hydraulique (déformations planes).

On compare la solution théorique de Cooper et al. (1967) au résultat du modèle numérique pour $\nu = 0,3$.

5.3.2 Géométrie 2D axisymétrique

Dans cette section, on présente les résultats du modèle $u-p$ pour la géométrie 2D axisymétrique. Si la conductivité hydraulique du matériau testé est approximativement isotrope, cette géométrie donne un portrait plus réaliste de l'écoulement que le cas 1D qui a été étudié dans les sections précédentes. C'est notamment le cas avec les argiles Champlain (Chapuis & Gill, 1989; Leroueil et al., 1990).

Comme pour les écoulements 1D, deux cas sont analysés. Tout d'abord on suppose que les déplacements à l'interface entre le sol et le massif filtrant sont nuls. Ensuite, on suppose que l'interface est libre de se déplacer et que la contrainte totale normale à la frontière est égale à $p(t)$.

5.3.2.1 Déplacements nuls à l'interface

On suppose tout d'abord que $\mathbf{u} = 0$, et que la pression d'eau à l'interface (p) est donnée par le niveau d'eau dans le tuyau. À la frontière éloignée, les déplacements et les pressions sont nuls. Toutes les solutions présentées dans cette section correspondent encore une fois à une lanterne avec $D = 0,114$ m et $L = 0,684$ m ($L/D = 6$), une géométrie semblable à celle des puits d'observation installés à Lachenaie.

Les figures 5-28 a, b, c et d présentent respectivement les isocontours de σ'_r , σ'_z , τ_{zr} et σ'_θ en kPa. Cette série d'isocontours caractérise l'état de contrainte effective autour de la lanterne d'un puits d'observation après le début d'un essai de perméabilité à niveau variable. Les résultats de la figure 5-28 proviennent d'une simulation réalisée avec les paramètres suivants : $m_v = 10^{-4}$ kPa⁻¹, $S_{inj} = 6,85 \times 10^{-5}$ m² et $\nu = 0,3$. Cette combinaison de paramètres correspond à $\alpha = 0,1$. Les résultats ont été extraits pour $t = 1\,719$ s. Le rapport $H/H(t=0)$ est alors de 0,805.

La figure 5-28 nous permet tout d'abord de constater que les contraintes effectives σ'_r , σ'_z et σ'_θ sont négatives à proximité du puits : elles indiquent un gonflement. Lorsqu'on s'éloigne de l'interface, les contraintes σ'_z et σ'_θ tendent vers 0. La contrainte σ'_r devient quant à elle supérieure à 0 (compression) au-delà d'une certaine distance radiale, comme c'était le cas pour le problème 1D (figure 5-22).

Si on compare les figures 5-28a, b, c et d on remarque que les isocontours de σ'_r , σ'_z , σ'_θ et τ_{zr} ont des aspects différents. Dans le plan horizontal qui coupe le centre du massif filtrant, la composante qui atteint la valeur maximale en tension est σ'_r (7,8 kPa). Sous la cavité, c'est la composante σ'_z qui atteint la valeur maximum en tension (7,6 kPa). Les contraintes de cisaillement sont quant à elles maximum près des discontinuités dans les conditions aux frontières et dans la géométrie, c'est-à-dire aux arêtes inférieure et supérieure du massif filtrant cylindrique. Exception faite des points qui sont très près des discontinuités, les valeurs de τ_{zr} sont faibles par rapport aux contraintes normales.

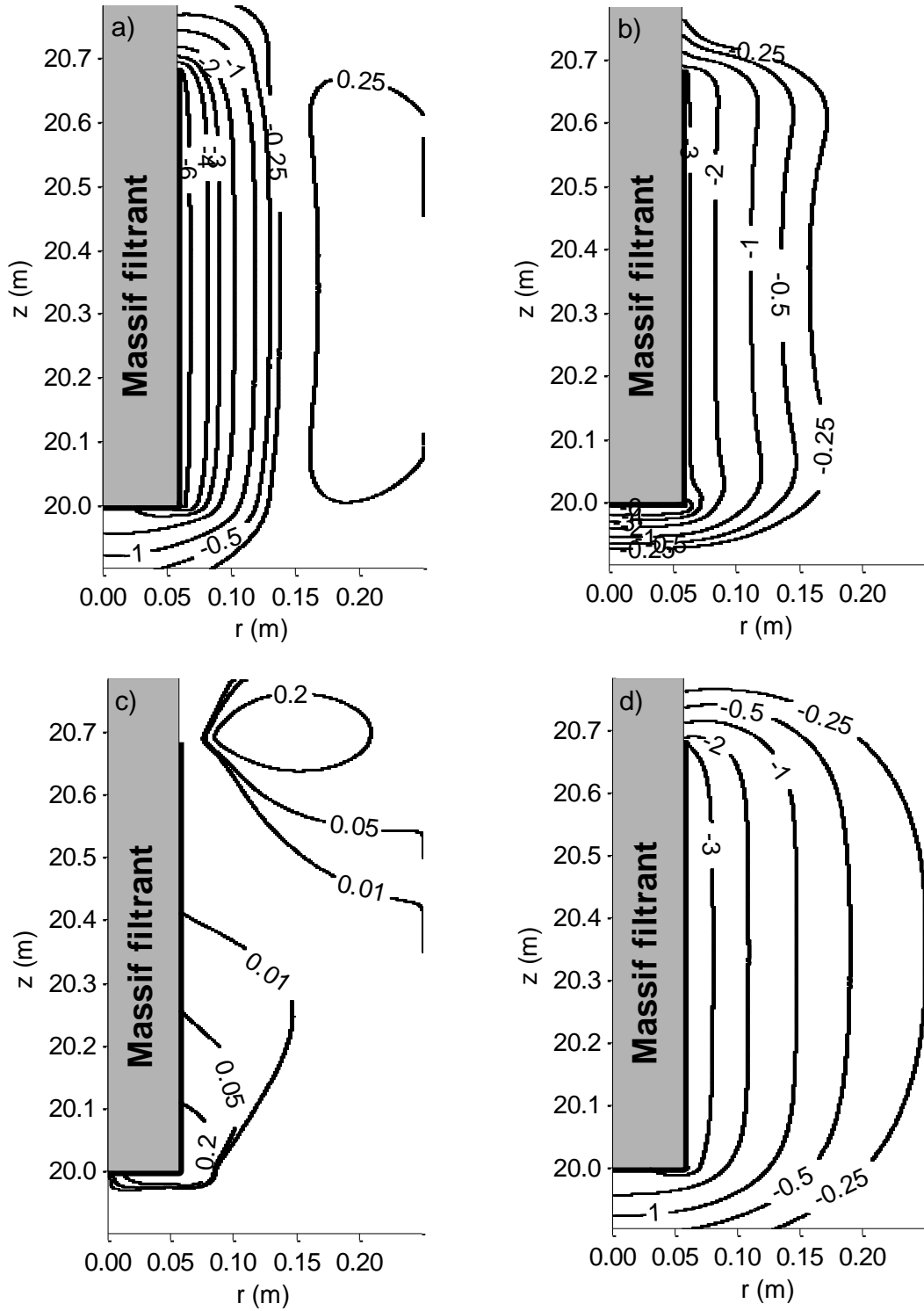


Figure 5-28 : État de contrainte effective autour d'un puits d'observation, modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.

a) σ'_r en kPa, b) σ'_z en kPa, c) τ_{zr} en kPa d) σ'_θ en kPa ($\alpha = 0,1$, $D = 0,114$ m, $L/D = 6$, $m_v = 1 \times 10^{-4}$ kPa $^{-1}$, $S_{inj} = 6,85 \times 10^{-5}$ m 2 et $\nu = 0,3$).

La figure 5-29 présente les variations de la norme euclidienne du vecteur \mathbf{u} , le déplacement total, pour la simulation de la figure 5-28 ($t = 1\,719\text{ s}$). La tendance observée s'apparente à celle que l'on observe pour le cas 1D (figure 5-23). Les déplacements sont nuls à l'interface, ils atteignent une valeur maximum à proximité de celle-ci, puis ils diminuent à nouveau lorsqu'on s'éloigne. Pour les paramètres choisis, le déplacement maximum est très faible, de l'ordre de 0,02 mm.

La figure 5-30 montre les isocontours de ε_v et h . On remarque que ceux-ci ont le même aspect et que le rapport ε_v/h vaut approximativement $1 \times 10^{-3}\text{ m}^{-1}$. Cette valeur correspond au S_s , la valeur que prend le rapport ε_v/h si on utilise l'équation de Richards simplifiée. On conclut donc que même si les contraintes totales et les proportions des différentes composantes du tenseur des contraintes effectives varient, le rapport entre ε_v et h est tout de même donné par la valeur de S_s . Cette conclusion importante nécessite bien sûr que la même valeur de m_v s'applique aux déformations horizontales et verticales.

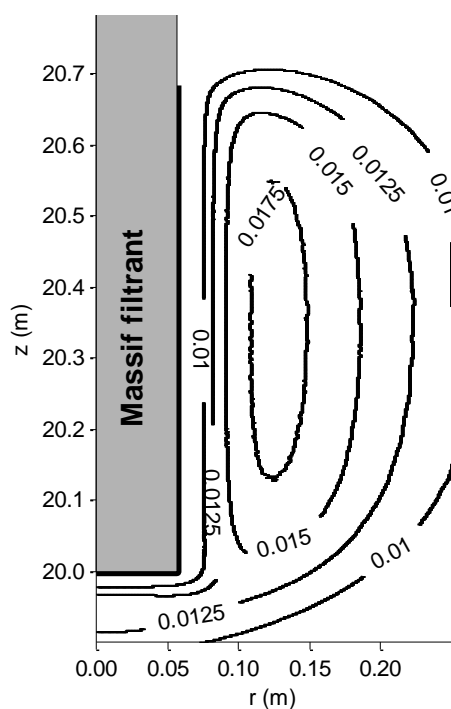


Figure 5-29 : Norme euclidienne de \mathbf{u} , cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.

Les valeurs sont en mm ($\alpha = 0,1$, $D = 0,114\text{ m}$, $L/D = 6$, $m_v = 1 \times 10^{-4}\text{ kPa}^{-1}$, $S_{inj} = 6,85 \times 10^{-5}\text{ m}^2$ et $v = 0,3$).

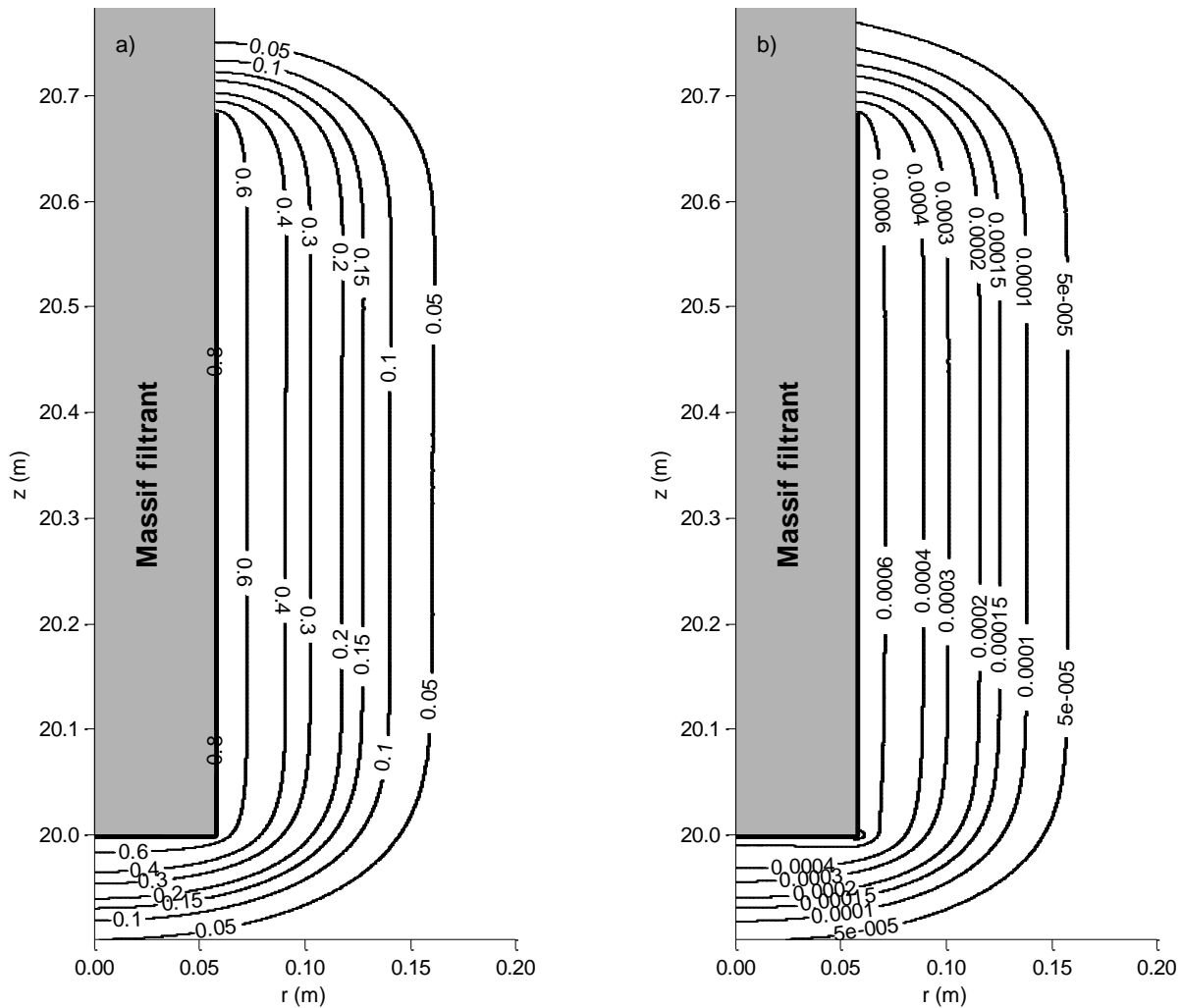


Figure 5-30 : Isocontours de h et ε_v pour le modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements nuls à l'interface.

a) h , b) ε_v .

La figure 5-31 montre les graphiques adimensionnels des vitesses pour des valeurs de α allant de 0,001 à 0,1. Pour $\alpha = 0,1$, trois combinaisons de valeurs de S_{inj} , m_v et ν ont été comparées. Les résultats de ces trois simulations sont identiques, ce qui confirme que le paramètre α contrôle l'allure du graphique des vitesses. Lorsqu'on utilise le même rapport L/D , on observe une concordance parfaite entre les résultats du modèle $u-p$ et ceux de SEEP/W pour l'équation de Richards simplifiée. Les résultats sont identiques aussi bien pour l'allure du graphique des vitesses adimensionnelles que pour les vitesses de normalisation $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$. Comme pour le cas

1D, la solution obtenue avec SEEP/W correspond exactement à la solution du modèle u - p si on suppose que les déplacements à l'interface sont nuls.

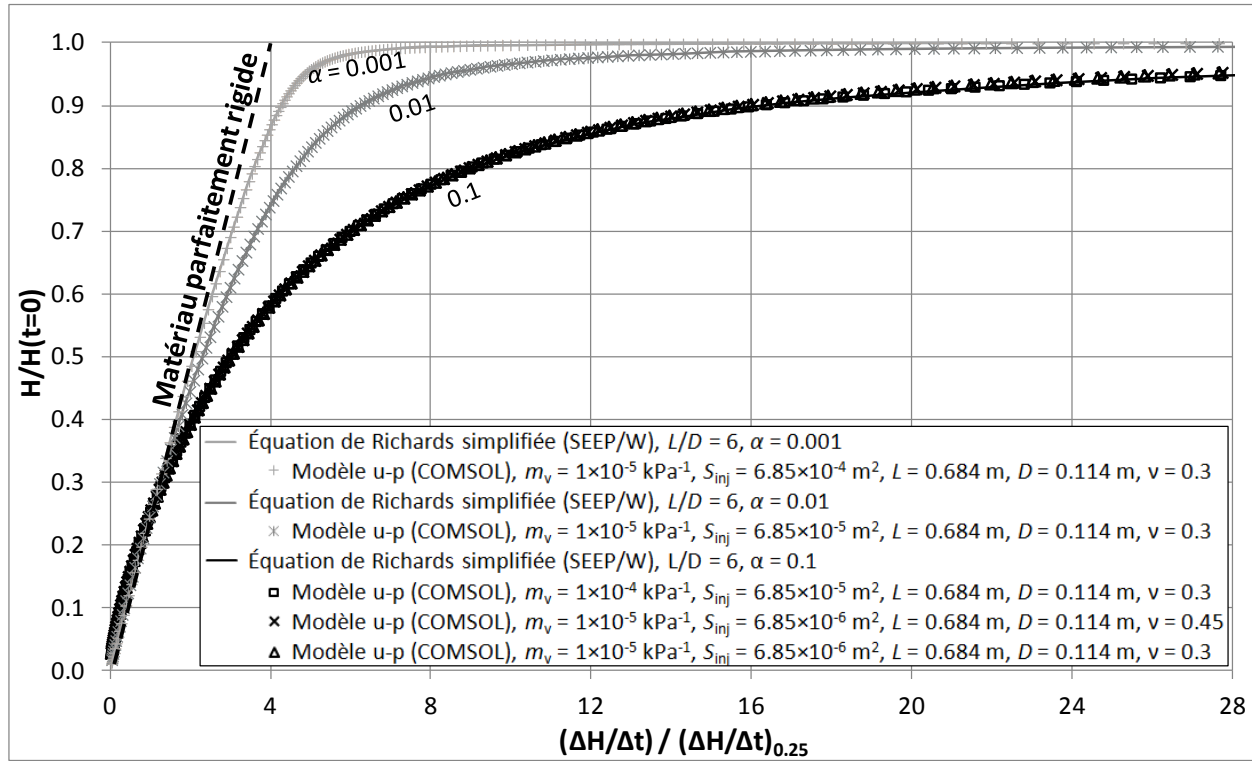


Figure 5-31 : Graphique adimensionnel des vitesses, géométrie 2D avec déplacements nuls à l'interface.

5.3.2.2 Déplacements libres à l'interface

On suppose maintenant que la contrainte totale normale à l'interface est égale à la pression d'eau dans la cavité. Pour ce type de simulation, on doit vérifier à chaque de temps l'équilibre entre $\Delta V_{\text{cavité}}$, $\Delta V_{\text{écoulement}}$ et ΔV_{tuyau} (section 4.2.3).

Les figures 5-32 a, b, c et d présentent respectivement les isocontours de σ'_r , σ'_z , τ_{rz} et σ'_θ en kPa. Comme pour le cas des déplacements nuls qui a été présenté à la section précédente, cette série d'isocontours décrit l'état de contrainte effective autour de la lanterne d'un puits d'observation après le début d'un essai de perméabilité à niveau variable. Les résultats proviennent d'une simulation réalisée avec les paramètres suivants : $m_v = 1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$, $S_{\text{inj}} = 6,61 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ et $\nu = 0.3$.

En supposant que la relation de Lamé s'applique, la valeur de S_{inj}^* fournie par l'équation 5.21 ($6,85 \times 10^{-5} \text{ m}^2$) permet d'obtenir $\alpha = 0,01$. Les résultats ont été extraits pour $t = 4\,262 \text{ s}$. Le rapport $H/H(t=0)$ est alors de 0,809. Ces paramètres sont légèrement différents de ceux qui ont été utilisés à la figure 5-28 : la rigidité est 10 fois plus importante et le paramètre α est 10 fois plus faible.

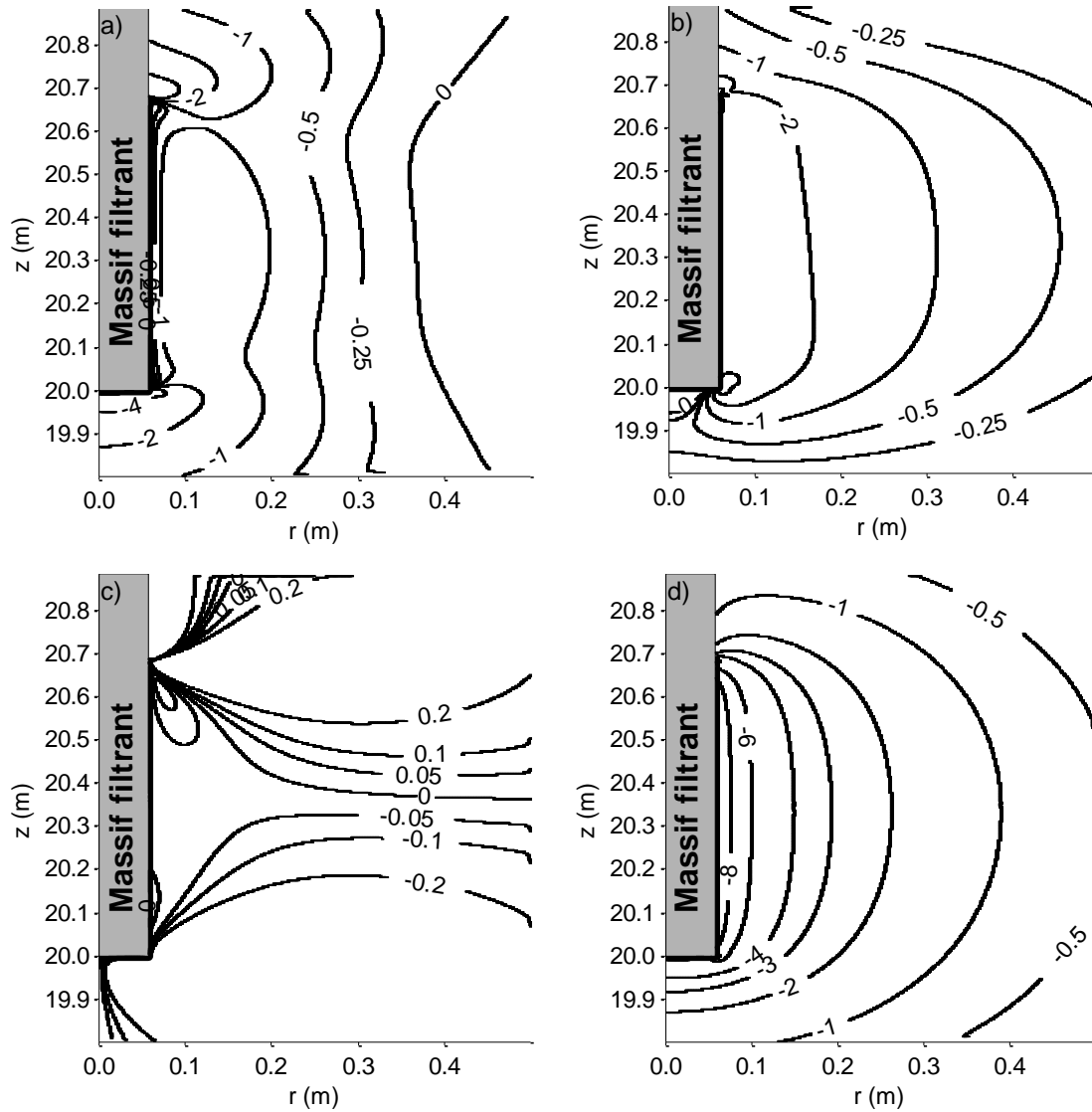


Figure 5-32 : Étude de l'état de contrainte effective autour d'un puits d'observation, modèle $u-p$, cas 2D avec déplacements libres à l'interface.

a) σ'_r en kPa, b) σ'_z en kPa, c) τ_{zr} en kPa d) σ'_θ en kPa ($\alpha = 0,01$, $D = 0,114 \text{ m}$, $L/D = 6$, $m_v = 1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$, $S_{inj} = 6,61 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ et $\nu = 0,3$).

Comme à la figure 5-28, on remarque tout d'abord que les contraintes effectives dans le sol sont négatives. Elles indiquent un gonflement. Lorsqu'on s'éloigne de l'interface, les contraintes σ'_z et σ'_θ tendent vers 0. Tel qu'observé pour les géométries précédentes (figures 5-22 et 5-28), la contrainte σ'_r devient légèrement positive (compression) au-delà de $r = 0,35$ m. Elle atteint une valeur maximum de 0,25 kPa à $r = 0,6$ m.

Les contraintes σ'_r et σ'_z sont respectivement plus élevées sous le massif filtrant et à sa surface latérale. Cette tendance est due à l'imposition d'une condition où la pression d'eau est égale à la contrainte totale normale à l'interface. Par conséquent la composante normale de la contrainte effective est nulle à l'interface entre le sol et le massif filtrant. On remarque que la contrainte de cisaillement τ_{zr} est du même ordre de grandeur que pour la simulation avec $\mathbf{u} = 0$ à l'interface. Encore une fois, la contrainte τ_{zr} est maximum près des discontinuités dans la géométrie.

Même si on note certaines similarités entre les isocontours des figures 5-22 et 5-28, il est clair que la distribution des contraintes est affectée par l'hypothèse sur les déplacements à l'interface.

La figure 5-33 présente des isocontours de la norme du vecteur \mathbf{u} . Contrairement aux résultats présentés à la section précédente, les déplacements sont maximum à l'interface. Ils diminuent lorsqu'on s'éloigne de celle-ci. Même si une valeur de m_v 10 fois plus faible a été utilisée, les déplacements sont seulement deux à trois fois plus faibles qu'à la figure 5-29. Ils atteignent une valeur maximum de 0,007 mm à l'interface tandis qu'à la figure 5-29, les déplacements atteignent une valeur maximum de 0,018 mm à $r = 0,12$ m.

On note une certaine contradiction entre l'information présentée aux figures 5-32 et 5-33. L'état de contrainte indique un gonflement du sol, or la paroi se déplace vers le sol durant l'expansion de la cavité. Cette contradiction peut être expliquée par le fait qu'un volume de sol infini est modélisé. On rencontre le même paradoxe avec l'équation de Lamé. En effet, l'équation 2.37 peut être réécrite de la façon suivante : $d\varepsilon_v/dr = 0$. Comme la déformation est nulle lorsque r tend vers l'infini, l'équation 2.37 implique que ε_v est nulle pour toutes les valeurs de r , et ce malgré l'expansion de la cavité. Avec COMSOL, on utilise bien sûr une grille finie. Dans ce cas, le changement de volume lié à l'expansion de cavité est compensé par la compressibilité de l'eau, bien que celle-ci soit très faible. Lorsqu'on diminue beaucoup la taille de la grille, l'expansion initiale de la cavité produit une légère augmentation des pressions d'eau qui permet d'accommoder le changement de volume.

La figure 5-34 compare la position des équipotentiellles et des isocontours de ε_v . On note que ceux-ci ont la même forme et que le rapport de leur valeur est donné par $S_s = 1 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$. Par conséquent, même si l'état de contrainte effective et les déplacements diffèrent considérablement par rapport à ceux qui ont été obtenus pour la condition $\mathbf{u} = 0$, la relation $\varepsilon_v = S_s \Delta h$ s'applique aussi à la condition de déplacements libres. Les équations 2.6 et 2.7 peuvent donc être utilisées pour modéliser l'écoulement durant les essais de perméabilité, et ce peu importe l'hypothèse qui est formulée concernant les déplacements à l'interface.

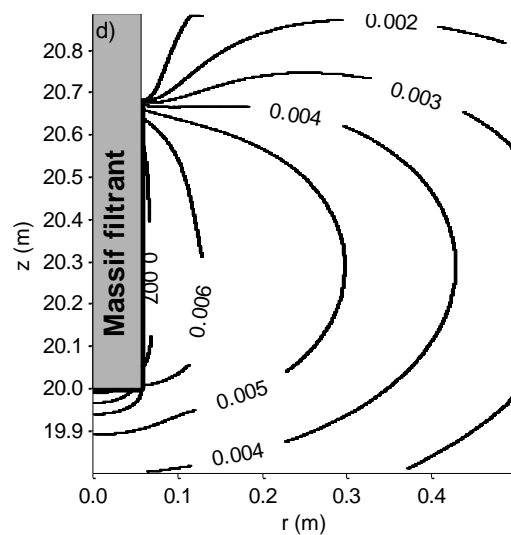


Figure 5-33 : Norme euclidienne de \mathbf{u} , cas 2D avec déplacements libres à l'interface.

Les valeurs sont en mm ($\alpha = 0,01$, $D = 0,114 \text{ m}$, $L/D = 6$, $m_v = 1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$, $S_{inj} = 6,61 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ et $\nu = 0,3$).

La figure 5-35 montre une série de graphiques des vitesses pour $L/D = 6$, $D = 0,114 \text{ m}$ et $m_v = 1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$. Différentes valeurs de S_{inj} ont été utilisées. Les courbes sont identifiées par des valeurs du paramètre α qui ont été calculées à partir de la valeur de S_{inj}^* (équation 5.21). Même si la relation de Lamé qui est à la base de l'équation 5.21 n'est pas censée s'appliquer aux cavités ayant une longueur finie, les vitesses de normalisation et les graphiques adimensionnels des vitesses correspondent approximativement à ceux qui ont été obtenus pour la même géométrie avec SEEP/W.

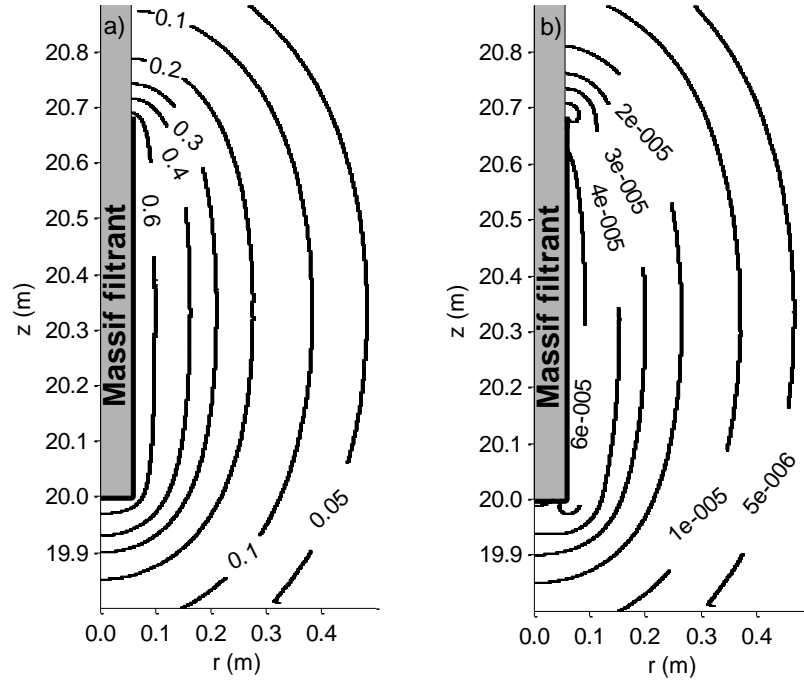


Figure 5-34 : Isocontours de h et ε_v pour le modèle $u-p$, géométrie 2D avec déplacements nuls à l'interface

a) h , b) ε_v .

À la figure 5-36, la relation entre les valeurs numériques de la pression dans la cavité (p) et de $\Delta V_{\text{cavité}}/V_{\text{cavité}}$ montrent un faible écart par rapport à la relation de Lamé. Avec cette relation (équation 3.41), l'inverse de la pente de ces droites donne le module G . Les simulations utilisées pour construire la figure 5-36 sont basées sur $G = 28$ MPa, $m_v = 1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$ et $D = 0,114$ m. Plus le rapport L/D est faible, plus la relation de Lamé tend à surestimer $\Delta V_{\text{cavité}}$ et plus la valeur apparente de G augmente. Quand le rapport L/D est grand, l'écart entre la relation de Lamé et les résultats numériques est négligeable. Par exemple pour $L/D = 6$, les résultats du modèle $u-p$ donnent une valeur apparente de $G = 31,0$ MPa. Cette valeur est 11 % plus élevée que la rigidité réelle. L'utilisation de l'équation 5-21 avec $G = 28$ MPa induit donc une erreur de cet ordre sur la valeur du paramètre α .

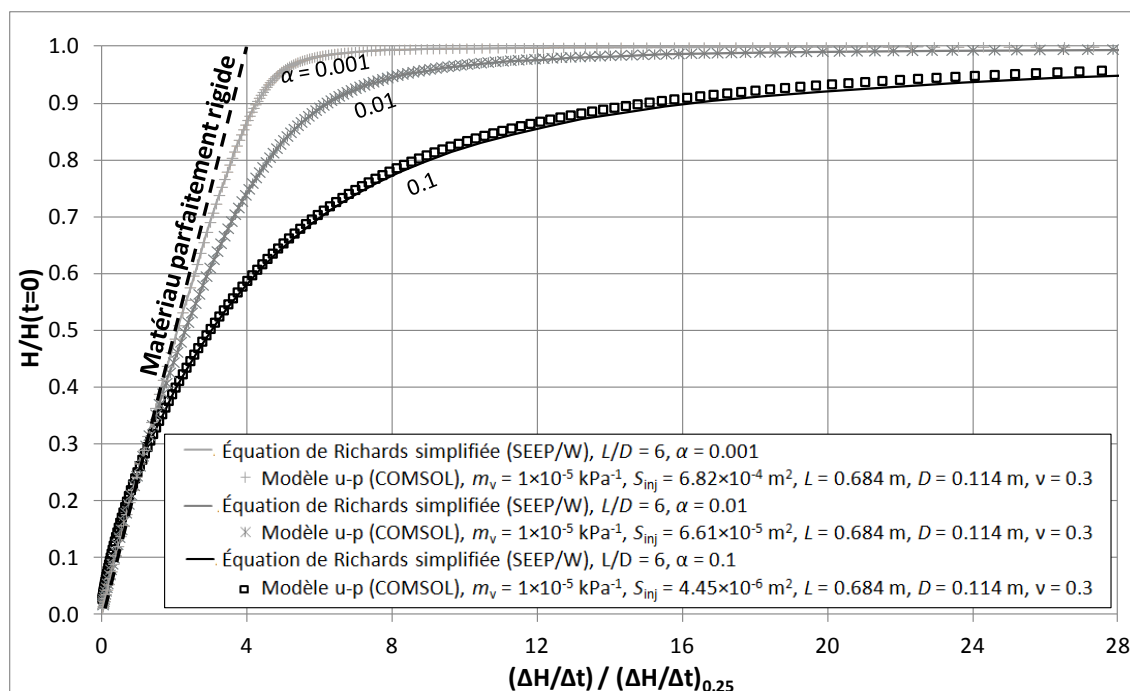


Figure 5-35 : Graphique adimensionnel des vitesses, géométrie 2D avec déplacements libres à l'interface.

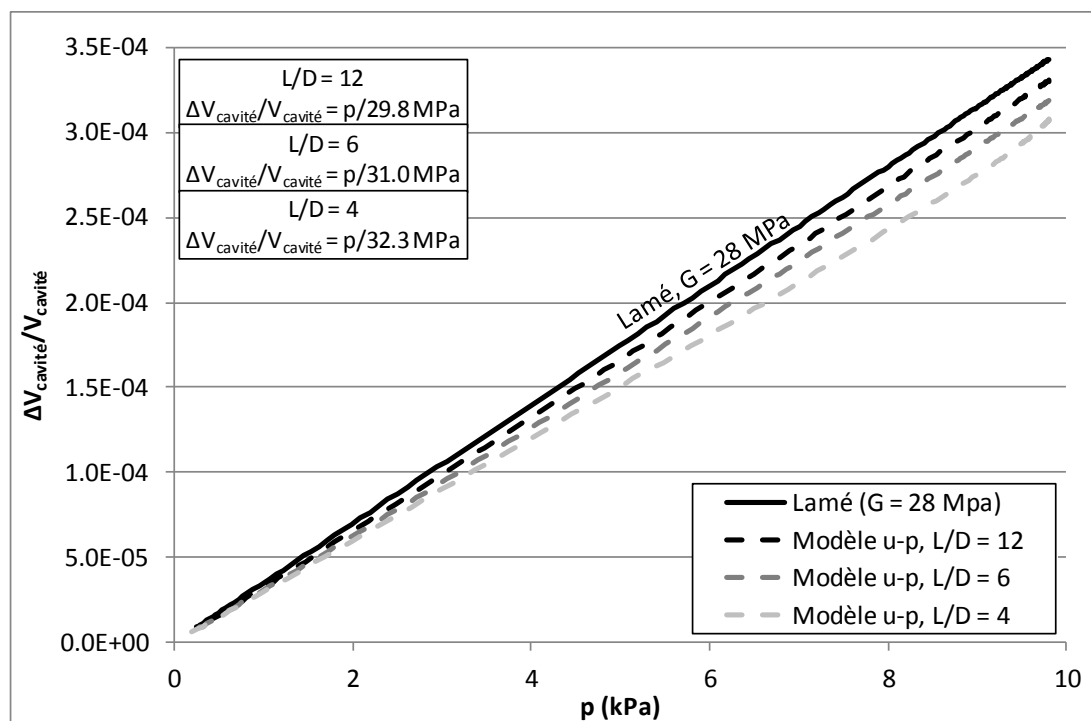


Figure 5-36 : Relation entre volume de cavité et pression, géométrie 2D ($L/D = 4, 6$ et 12).

Le modèle u - p 2D avec la condition de déplacements libres à l'interface a aussi été utilisé pour modéliser l'essai de choc hydraulique en posant $S_{inj} = 0$. Les résultats de ces simulations sont présentés aux figures 5-37 à 5-40.

La figure 5-37 superpose une série d'essais de choc hydraulique réalisés avec différentes valeurs de m_v et de ν . On remarque que les graphiques des vitesses adimensionnelles dépendent seulement du paramètre ν (équation 5.22) comme c'était le cas avec le modèle 1D à la section 5.3.1. L'écart entre les graphiques adimensionnels des vitesses obtenus pour $\nu = 0,3$ ($m_v = 1 \times 10^{-4}$ et $1 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$) est négligeable.

Les figures 5-38 et 5-39 montrent des courbes types qui ont été obtenues pour les essais de choc hydraulique avec des rapports L/D de 6 et 12. Les courbes sont identifiées avec les valeurs du paramètre α provenant de l'équation 5.22 et avec les valeurs de ν .

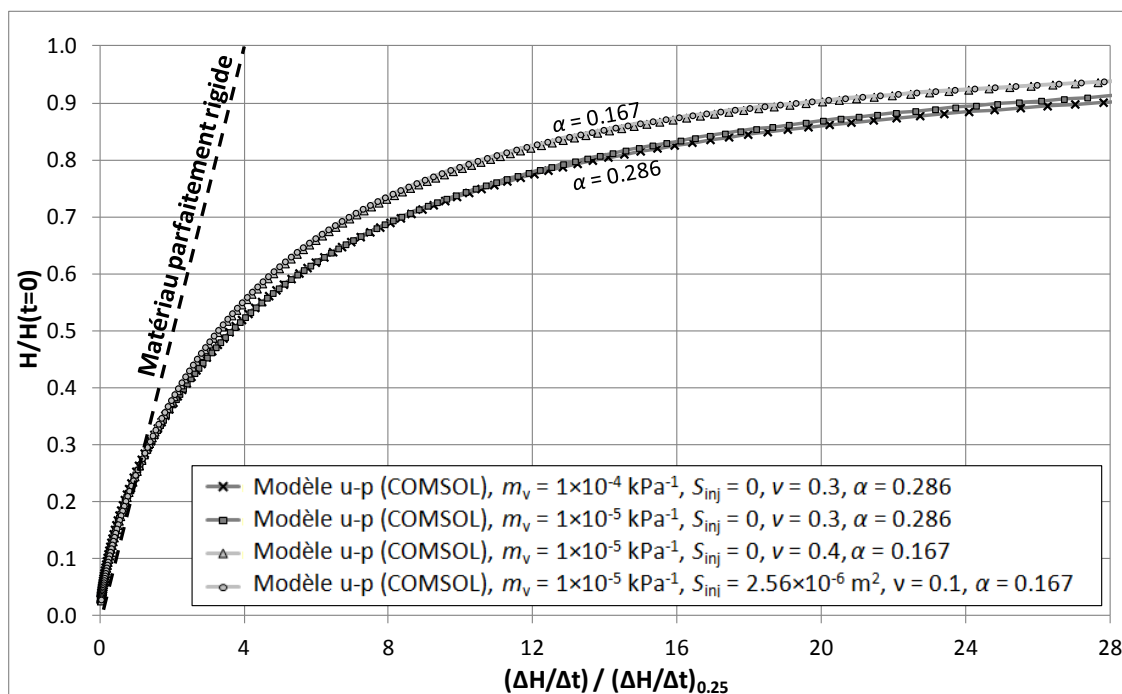


Figure 5-37 : Vérification de l'influence du paramètre ν sur les essais de choc hydraulique, géométrie 2D avec déplacements libres ($L/D = 6$).

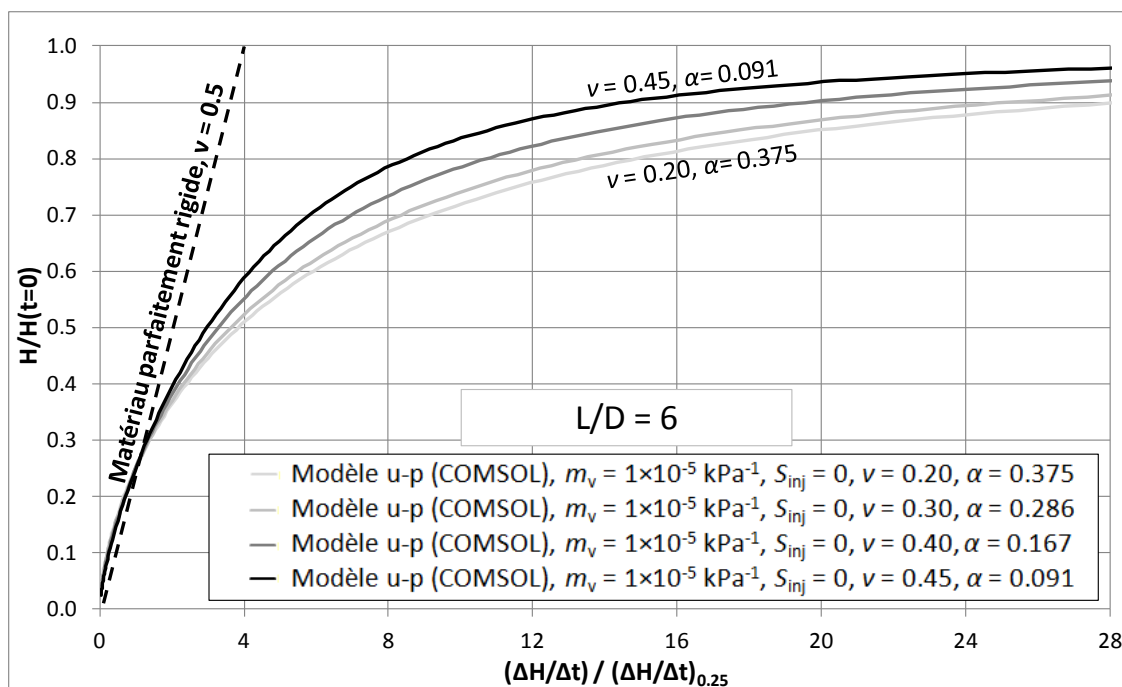


Figure 5-38 : Courbes types du graphique adimensionnel des vitesses pour l'interprétation des essais de choc hydraulique ($L/D = 6$).

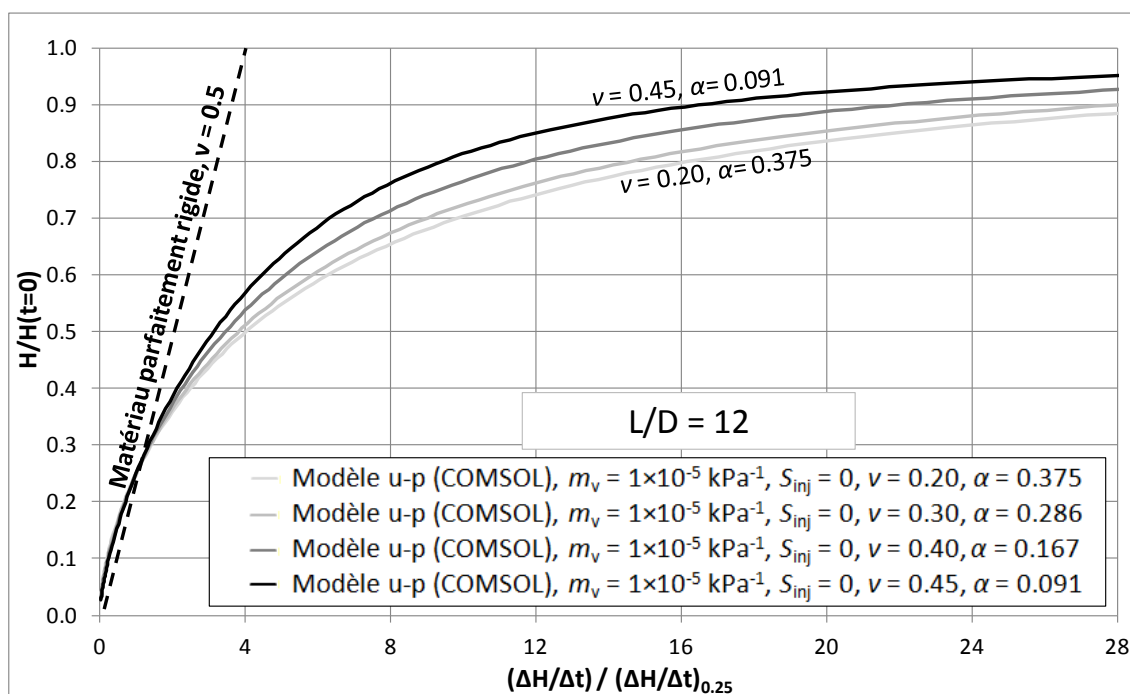


Figure 5-39 : Courbes types du graphique adimensionnel des vitesses pour l'interprétation des essais de choc hydraulique ($L/D = 12$).

Pour les essais de choc hydraulique, les valeurs de $c_{0.25}$ calculées à partir de la vitesse de normalisation correspondent à celles qui ont été obtenues avec SEEP/W à la section 5.2.2. La figure 5-40 montre les valeurs de $c_{0.25}$ qui ont été calculées à partir des simulations rapportées aux figures 5-38 et 5-39. Ces valeurs de $c_{0.25}$ sont comparées aux équations 5.8 et 5.9. La superposition est relativement bonne. On conclut donc que les essais de choc hydraulique peuvent être interprétés à partir des graphiques adimensionnels des vitesses de la section 5.2 si on définit S_{inj}^* et la valeur du paramètre α à partir des équations 5.21 et 5.22.

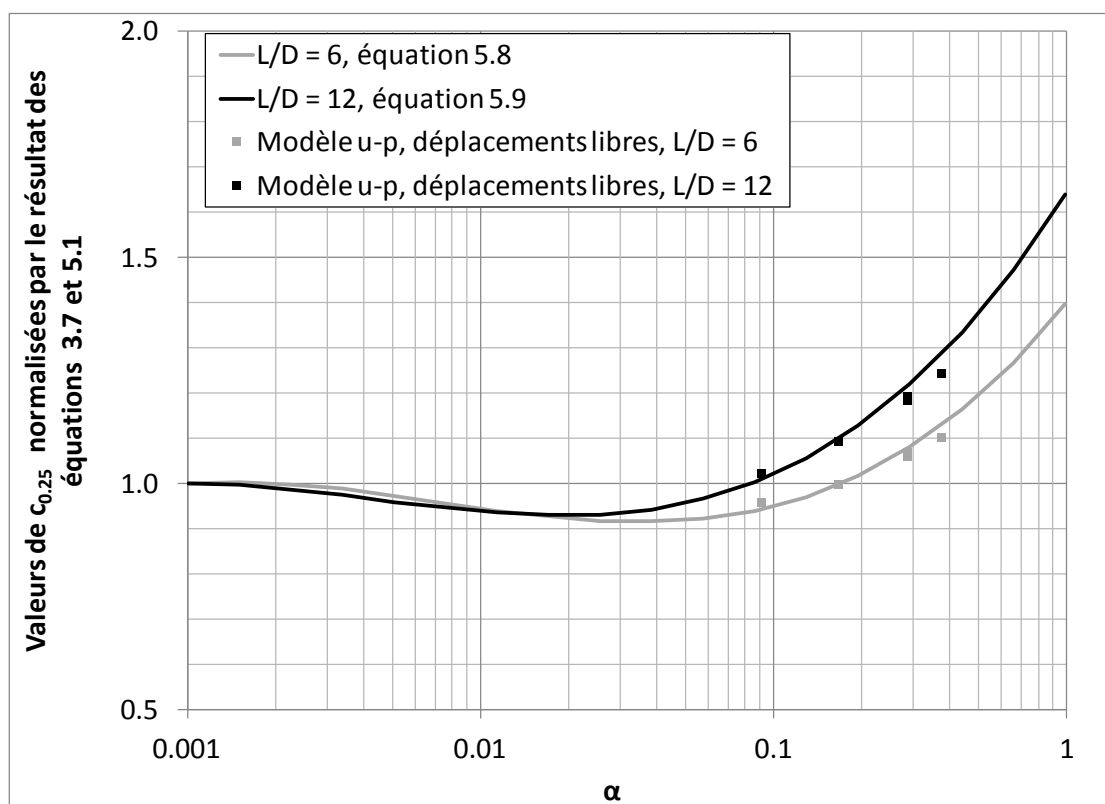


Figure 5-40 : Comparaison des valeurs de $c_{0.25}$ obtenues avec le modèle $u-p$ et avec les équations 5.8 et 5.9.

5.4 Résumé des résultats numériques

Plusieurs points ont été soulevés dans le présent chapitre. Les éléments les plus importants du volet numérique méritent d'être rappelés avant de passer à la partie expérimentale du projet.

Avec la solution de Cooper et al. (1967) et avec le résultat des équations 2.6 et 2.7, on a remarqué que les graphiques adimensionnels des vitesses et les valeurs des coefficients de forme apparents dépendent du paramètre α et de la géométrie de la cavité cylindrique. Les graphiques adimensionnels des vitesses tendent à être plus courbés pour les puits à pénétration complète par rapport aux puits à pénétration partielle. Pour de faibles valeurs du paramètre α , le graphique des vitesses pour les puits à pénétration partielle est linéaire et la valeur du coefficient de forme apparent tend vers celle qui est donnée par la version modifiée de l'approximation de l'ellipsoïde (équation 5.1).

La comparaison des résultats du modèle $u-p$ et de ceux de l'équation de Richards simplifiée montre que malgré les hypothèses simplificatrices de cette dernière, et malgré l'état de contrainte complexe au voisinage du puits (figures 5-28, 5-32, 5-29, 5-33), on peut quand même utiliser les équations 2.6 et 2.7 pour modéliser l'écoulement dans le sol au cours des essais de perméabilité in situ. Les résultats obtenus avec COMSOL pour les géométries 1D et 2D sont respectivement équivalents à la solution de Cooper et al. (1967) et aux résultats du logiciel SEEP/W.

On ne peut pas calculer les déplacements avec les équations 2.6 et 2.7. Toutefois, pour des rapports $L/D > 6$, l'équation de Lamé peut être utilisée pour majorer la valeur de S_{inj} de manière à tenir compte des déplacements de la paroi. Cette valeur corrigée de S_{inj} (S_{inj}^*) peut être utilisée pour tenir compte de l'expansion de cavité lors de la modélisation des essais de perméabilité avec les équations 2.6 et 2.7.

Finalement, rappelons que le modèle $u-p$ qui a été utilisé dans cette section n'est pas très sophistiqué. Pour modéliser de façon plus réaliste le comportement du sol, on devrait considérer l'influence du tassement secondaire et une relation contrainte-déformation non linéaire, par exemple avec le modèle Cam clay.

CHAPITRE 6 LES ARGILES CHAMPLAIN

Les résultats de modélisation numérique qui ont été présentés au chapitre précédent montrent que la déformation de l'argile induit une courbure du graphique des vitesses qui, selon le type d'essai et les propriétés du milieu poreux, devrait être plus ou moins prononcée. Les résultats numériques montrent aussi que l'expansion de la cavité à la base d'un puits d'observation a pour effet d'augmenter la section effective du tuyau du puits d'observation. Qu'en est-il en pratique? Est-ce que la courbure des graphiques des vitesses expérimentaux est en accord avec celle que l'on peut déduire de la théorie développée au chapitre 5? Est-ce que cette courbure est cohérente avec les évaluations indépendantes de la rigidité du milieu poreux? Est-ce que des essais qui produisent des courbures différentes du graphique des vitesses peuvent être amenés à fournir des valeurs semblables de K ?

Pour valider expérimentalement les résultats numériques du chapitre 5, le dépôt d'argile de Lachenaie a été soumis à près de 500 essais de perméabilité in situ et au laboratoire. Ce dépôt a été instrumenté à l'aide de 17 puits d'observation pouvant être utilisés pour faire des essais à niveau variable et des essais de choc hydraulique. L'argile a aussi été échantillonnée à l'aide de tubes à paroi mince lors de l'installation des puits.

Les puits du dépôt de Lachenaie sont regroupés sur 9 sites distribués sur une zone d'étude ayant une superficie approximative de 50 km² (figure 6-1). À l'origine, les sites expérimentaux de Lachenaie ont été conçus pour étudier la migration de l'eau interstitielle à l'intérieur du dépôt depuis la fin de l'épisode de la mer Champlain, il y a environ 10 000 ans (Benabdallah, 2010; Régini, 2009). Depuis 2006, les sites expérimentaux de Lachenaie ont fait l'objet d'une caractérisation très détaillée dont la méthodologie et les résultats seront exposés dans les chapitres 7 à 10.

Le dépôt de Lachenaie revêt un intérêt particulier pour la réalisation d'essais de perméabilité, car il s'agit d'un dépôt d'argile Champlain, une famille d'argile molle dont la faible rigidité amplifie l'effet des déformations lors des essais de perméabilité. Les argiles Champlain recouvrent une portion importante de la vallée du Saint-Laurent. Elles sont surtout reconnues pour leur sensibilité, c'est-à-dire leur faible résistance au cisaillement à l'état remanié, et comme étant propices aux coulées argileuses. On note d'ailleurs que 80% des glissements de terrain au Québec

ont lieu à l'intérieur des limites de l'invasion marine postglaciaire qui a mené à la déposition des argiles Champlain (Demers et al., 2008). En raison de l'ubiquité de ces argiles dans les régions urbanisées du Québec, et des conséquences parfois catastrophiques des coulées argileuses (Tavenas et al., 1971), les propriétés géotechniques des argiles Champlain ont fait l'objet de nombreuses publications.

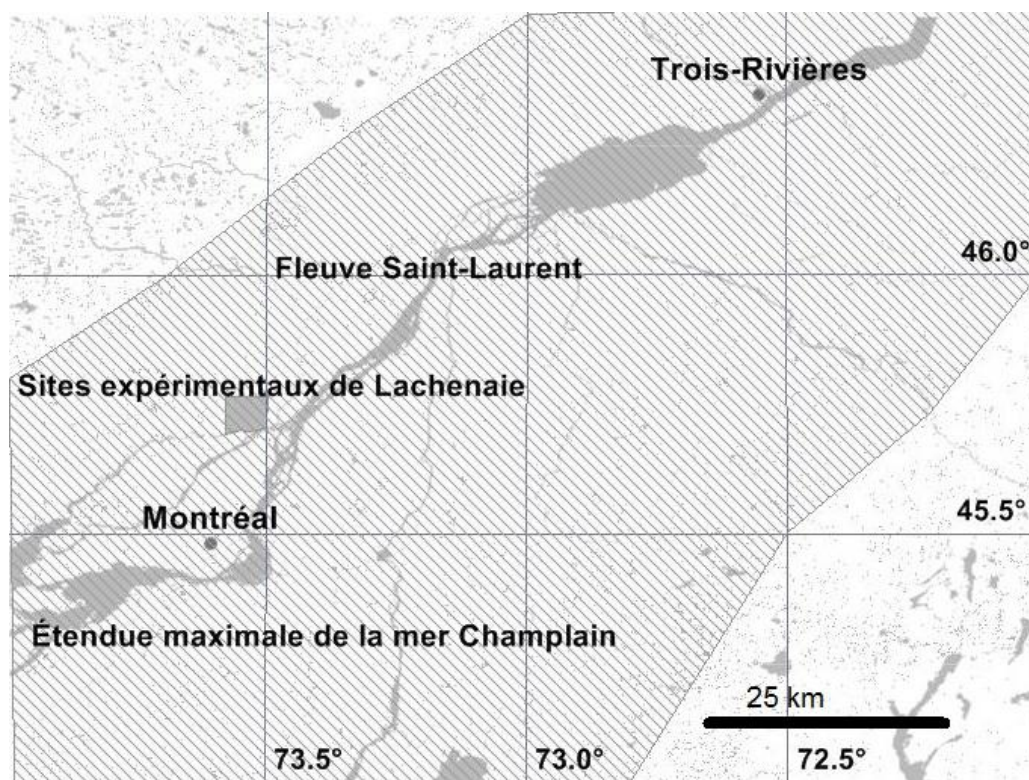


Figure 6-1 : La zone d'étude visée et le bassin de la mer Champlain.

Le présent chapitre vise à résumer l'information disponible dans la littérature quant aux propriétés mécaniques et hydrauliques des argiles Champlain. Le chapitre débute avec une mise en contexte qui met en évidence l'importance de la réalisation d'essais de perméabilité dans l'argile Champlain et dans les aquitards en général. Suit un résumé du contexte géologique qui a mené à la déposition des argiles Champlain. On présente ensuite les propriétés géochimiques, mécaniques et hydrauliques de ces argiles en mettant évidemment l'accent sur les deux groupes de paramètres les plus importants pour l'interprétation des essais de perméabilité in situ et au laboratoire : la rigidité et la conductivité hydraulique.

On constatera qu'il est parfois difficile de traiter de manière indépendante les paramètres qui décrivent les différentes facettes du comportement des argiles Champlain. En effet, les propriétés mécaniques, hydrauliques et géochimiques de ces argiles sont liées. C'est pour cette raison qu'il apparaît justifié de présenter une revue de littérature qui dépasse les simples limites de la rigidité et de la perméabilité. En guise d'exemple d'interrelation, on peut citer l'influence de la chimie de l'eau interstitielle de l'argile sur ses propriétés mécaniques (Bjerrum & Rosenqvist, 1956; Lambe, 1960). Ce type d'interrelation est particulièrement important pour les argiles de Lachenaie, leur eau interstitielle ayant une salinité relativement élevée lorsqu'on la compare à celle des autres argiles Champlain (Benabdallah et al., 2008; Duhaime et al., 2010; 2012a).

En raison des relations complexes qui sont observées entre leurs propriétés hydrauliques, géochimiques et mécaniques, les argiles demeurent un type de matériau pour lequel les généralisations sont difficiles. On doit être prudent lors de l'utilisation de relations "universelles" entre les différents paramètres décrivant le comportement mécanique et hydraulique de l'argile (par exemple, les relations entre le module de rigidité E et la résistance au cisaillement). Ces relations proviennent souvent d'essais réalisés avec des argiles scandinaves, des argiles plus plastiques et normalement consolidées (Windisch & Yong, 1990), ou d'essais réalisés avec des argiles surconsolidées et peu sensibles, comme l'argile de Londres (Burland, 1989). Les particularités du comportement des argiles Champlain sont une autre raison de produire une revue de littérature détaillée.

6.1 Pourquoi doit-on mesurer la perméabilité des argiles Champlain?

Depuis les années 70, on s'intéresse de plus en plus à l'hydrogéologie des aquitards. On observe entre autres que l'hydraulique de certains grands aquifères est fortement influencée, voire contrôlée, par les aquitards contigus (Bredehoeft et al., 1983). On constate aussi que les écoulements dans les milieux peu perméables sont affectés par une vaste gamme de phénomènes assez complexes qui ne peuvent pas toujours être négligés. Neuzil (1986) a démontré de façon convaincante que l'osmose, les changements de contraintes totales, l'augmentation de la température liée à l'enfouissement des sédiments et le métamorphisme peuvent grandement

affecter les pressions interstitielles dans les aquitards. L'intérêt qui est porté à l'hydrogéologie des aquitards ne semble pas prêt de s'estomper. La tenue récente des deux premiers symposiums canadiens sur l'hydrogéologie des aquitards en 2009 et 2011 en fait foi.

On retrouve aujourd'hui plusieurs applications en ingénierie qui demandent de connaître le mouvement de l'eau et des contaminants à l'intérieur des aquitards. Le stockage des déchets nucléaires est en ce sens un moteur important de la recherche depuis les années 70 (Bredehoeft et al., 1978). En Europe, notamment en France, plusieurs programmes de recherches en cours visent à évaluer les risques du stockage géologique des déchets nucléaires (Delay et al., 2007). En Ontario, on étudie actuellement la possibilité de stocker des déchets nucléaires de faible ou moyenne activité dans un aquitard, la formation de Cobourg, un calcaire argileux du Paléozoïque (Intera Engineering Ltd., 2011).

Au Québec, les argiles Champlain forment un système aquitard important qui recouvre une bonne partie de la vallée du Saint-Laurent. La faible perméabilité des argiles Champlain à l'état intact (de l'ordre de 1×10^{-9} m/s, Tavenas et al., 1983b) en fait de bons matériaux pour imperméabiliser les sites de stockage des déchets. Trois des neuf sites expérimentaux utilisés pour ce projet sont d'ailleurs situés sur l'emprise du lieu d'enfouissement technique (LET) de Lachenaie. Une représentation schématique d'une cellule type du LET de Lachenaie est présentée à la figure 6-2. On remarque que c'est la couche d'argile Champlain qui assure l'étanchéité du site.

Le règlement sur l'enfouissement et l'incinération des matières résiduelles (REIMR, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, 2005) impose la mesure in situ de K pour tirer profit de l'étanchéité naturelle des géomatériaux en place pour le design d'une solution de stockage des déchets. On peut citer à ce propos l'article 20 du REIMR :

Afin d'empêcher la contamination du sol et des eaux souterraines par les lixiviats, les lieux d'enfouissement technique ne peuvent être aménagés que sur des terrains où les dépôts meubles sur lesquels seront déposées les matières résiduelles se composent d'une couche naturelle homogène ayant en permanence une conductivité hydraulique égale ou inférieure à 1×10^{-6} cm/s sur une épaisseur minimale de 6 m, cette conductivité hydraulique devant être établie in situ.

Comme la conductivité hydraulique des grands dépôts d'argile Champlain s'éloigne assez peu de 1×10^{-9} m/s à l'état intact, on peut se demander pourquoi il est nécessaire d'évaluer K avec

précision dans ce type de matériau. En pratique, la mesure de K doit permettre de différencier les zones où l'argile est homogène de celles où l'argile est hétérogène ou fissurée. Les essais en laboratoire ne permettent pas toujours d'intercepter des fissures continues. Il est donc préférable de mesurer K à l'aide d'essais in situ. À la section 6.5 et au chapitre 9, on verra que dans le haut des dépôts d'argile Champlain, K peut être supérieure au seuil de 1×10^{-8} m/s imposé par le REIMR.

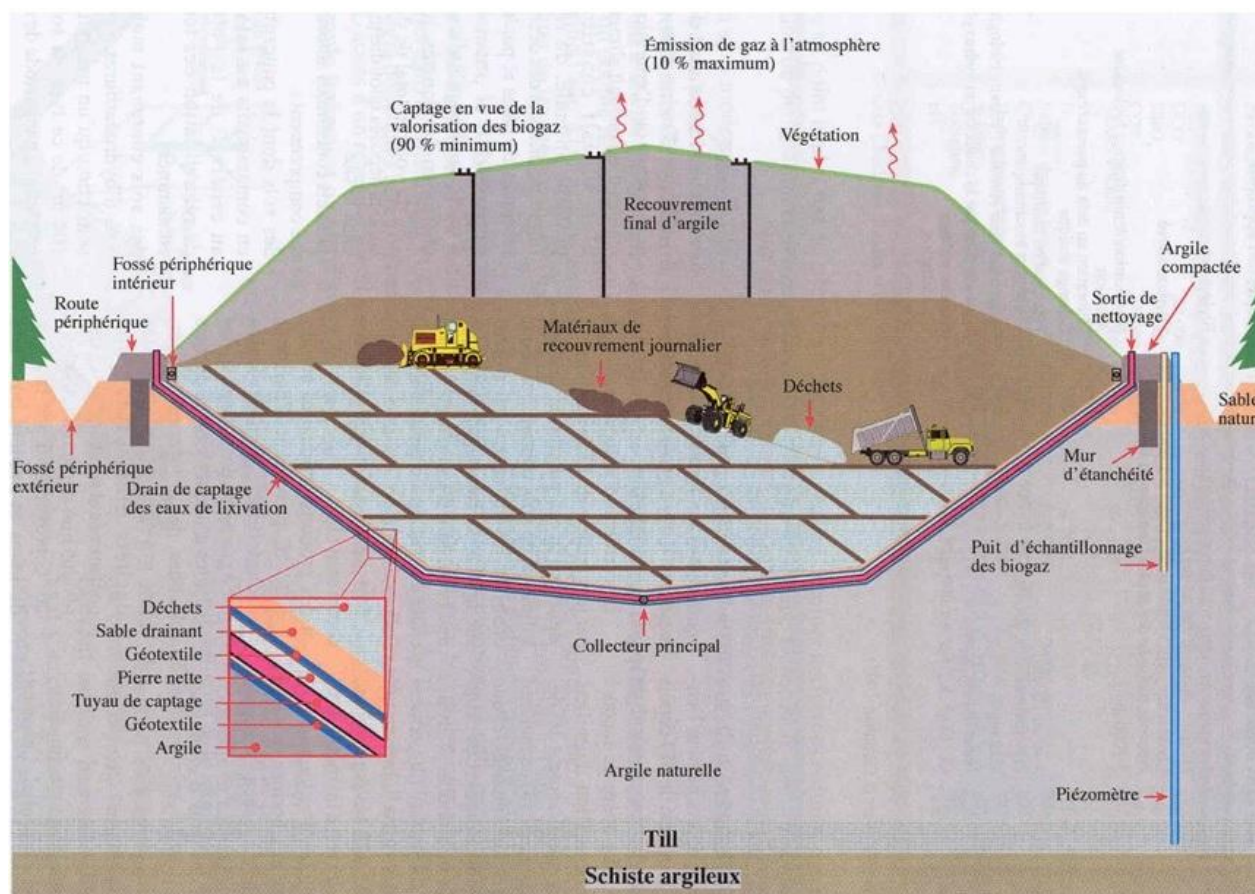


Figure 6-2 : Représentation schématique d'une cellule du LET de Lachenaie (BFI, 1999 cité par Olivier, 2007).

Il est important de souligner que les essais de perméabilité ne sont pas la seule approche méthodologique permettant d'évaluer K . Dans les aquitards dont la conductivité hydraulique est très faible, il peut être avantageux de dater l'eau interstitielle à l'aide de radio-isotopes et

d'isotopes stables. Si l'eau est très vieille, on en déduit que la conductivité hydraulique est probablement très faible. Cette approche a notamment été appliquée au site de stockage de déchets nucléaires présentement à l'étude en Ontario (Intera Engineering Ltd., 2011), où elle a fourni des résultats très convaincants. Elle a aussi été appliquée au dépôt d'argile de Lachenaie. On reviendra sur ce type de méthode au chapitre 8.

6.2 Contexte géologique

Dans le secteur mis en évidence à la figure 6-1, les dépôts meubles reposent sur un bassin sédimentaire datant de la fin du Cambrien et de l'Ordovicien (Brisebois & Brun, 1994; Clark, 1972; Globensky, 1987). Sous la zone d'étude, le socle rocheux est dominé par le groupe d'Utica, un shale calcaireux noir. D'après la carte de Clark (1972), les calcaires du groupe de Trenton sont présents sous le shale d'Utica à cet endroit. On présume que le contact entre ces deux unités stratigraphiques se situe à la limite ouest de la zone d'étude et qu'il a un faible pendage vers l'est de 1 à 3°. À la limite est de la zone d'étude, on devrait rencontrer le contact entre le shale d'Utica et la formation de Nicolet, un shale gris avec des interlits de grès, de siltstone et de calcaire.

Les dépôts meubles de la vallée du Saint-Laurent sont beaucoup plus récents que les roches sédimentaires du socle. La plupart des dépôts meubles sont associés à la dernière période glaciaire et à l'invasion marine qui l'a suivie. Une chronologie détaillée des événements qui se sont alors produits dans la vallée du Saint-Laurent est présentée par Occhietti (1989), Dyke et al. (2002) et Richard & Occhietti (2005). Les paragraphes suivants présentent un résumé de cette chronologie. Les dates présentées dans ce bref survol suivent celles qui ont récemment été obtenues en comparant l'âge de débris de bois et de squelettes d'invertébrés (Occhietti et al., 2001; Richard & Occhietti, 2005).

La chronologie conventionnelle des événements de la dernière glaciation et de l'épisode de la mer Champlain provient historiquement de la datation au ^{14}C de squelettes d'invertébrés (voir par exemple Gadd et al., 1972). Ces âges sont obtenus en supposant une activité (concentration) initiale du ^{14}C constante et un peu arbitraire. On constate maintenant que cette approche surestime l'âge réel des squelettes d'invertébrés de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers d'années. Ce biais est causé par deux facteurs. Tout d'abord, l'activité du ^{14}C présent dans l'air et

dans les réservoirs océaniques varie dans le temps. Des courbes de calibration doivent donc être utilisées pour déduire l'activité initiale du ^{14}C (Reimer et al., 2009). La différence entre les âges calibrés et les âges ^{14}C est de l'ordre de 2000 ans à la fin du Pléistocène, soit à la fin de la dernière glaciation. On doit ajouter une deuxième correction pour la mer Champlain, car le carbone de cette mer continentale n'était pas en équilibre avec celui de l'atmosphère : c'est l'effet réservoir (Hillaire-Marcel, 1988; Occhietti et al., 2001; Richard & Occhietti, 2005). Les tissus en équilibre avec l'atmosphère (résidus de bois ou de plantes) ne nécessitent pas cette deuxième correction. Ils donnent donc des âges plus précis.

En Amérique du Nord, la dernière glaciation, le stade glaciaire du Wisconsinien, a débuté il y a 80 000 ans pour atteindre son maximum il y a environ 20 000 ans (Dyke et al., 2002). La figure 6-3 montre l'étendue maximale de l'inlandsis dans l'est de l'Amérique du Nord. C'est durant cette glaciation que furent déposés le till de Gentilly (au nord et à l'est de Montréal) et les tills A et B (sur l'île de Montréal et plus au sud) (figure 6-4). À Lachenaie, le till repose directement sur le roc. On estime que la calotte glaciaire centrée sur la baie d'Hudson a atteint une épaisseur maximale de plus de 3 km au-dessus du Bouclier canadien (Dyke et al., 2002; Quigley, 1980).

Il y a un peu plus de 13 000 ans, lors du réchauffement et du retrait du glacier, le front de l'inlandsis atteint le mont Saint-Hilaire (figure 6-4). Une partie de la région au sud de Montréal et des Appalaches est alors couverte d'un lac d'eau douce, le lac Candona, parfois appelé lac Chambly (Lasalle, 1981; Occhietti, 1989). On déduit l'existence du Lac Candona dans le sud du Québec par la présence d'argiles varvées immédiatement au-dessus des nappes de till du Wisconsinien, et par l'observation de *Candona subtriangulata*, un ostracode associé aux environnements lacustres (Guilbault, 1989; Occhietti, 1989). L'épaisseur des sédiments varvés du Lac Candona peut être légèrement supérieure à 1 m (Lasalle, 1981).

L'étendue et la longévité du lac Candona demeurent controversées (Occhietti, 1989). À quelques kilomètres au nord de la zone d'étude de la figure 6-1, des argiles varvées ont été observées entre le till et le dépôt d'argile Champlain par Dion (1978). Toutefois, selon la carte présentée par Richard & Occhietti (2005), l'île de Montréal et la région de Lachenaie étaient encore sous la glace à l'époque du Lac Candona.



Figure 6-3 : Étendue maximum de l'inlandsis (modifié de Dyke et al., 2002).

Il y a environ 13 000 ans, la glace s'est suffisamment retirée de la région de Québec pour permettre à l'eau salée de pénétrer dans la vallée du Saint-Laurent (Richard & Occhietti, 2005). Un lien est alors établi entre la mer de Goldthwait et le lac Champlain. L'eau douce de ce dernier est remplacée par de l'eau salée. Débute alors l'épisode de la mer Champlain.

La transgression marine qui a suivi le retrait de l'inlandsis est principalement due à l'enfoncement du socle rocheux sous le poids important de la calotte glaciaire. Comme le rebond de la croûte terrestre qui est causé par le retrait des glaces n'est pas instantané, une importante superficie aujourd'hui émergée était alors sous le niveau de la mer. L'effet du poids de l'inlandsis sur la croûte terrestre est plus important que la baisse du niveau moyen de la mer causée par le volume d'eau important qui est emprisonné sous forme de glace. À la fin de la dernière glaciation, le niveau moyen des mers était inférieur au niveau actuel de 40 à 60 m (Kenney, 1964). Le socle rocheux de la vallée du Saint-Laurent était quant à lui enfoncé d'un peu plus de 200 m (Andrews, 1972; Kenney, 1964; Quigley, 1980).

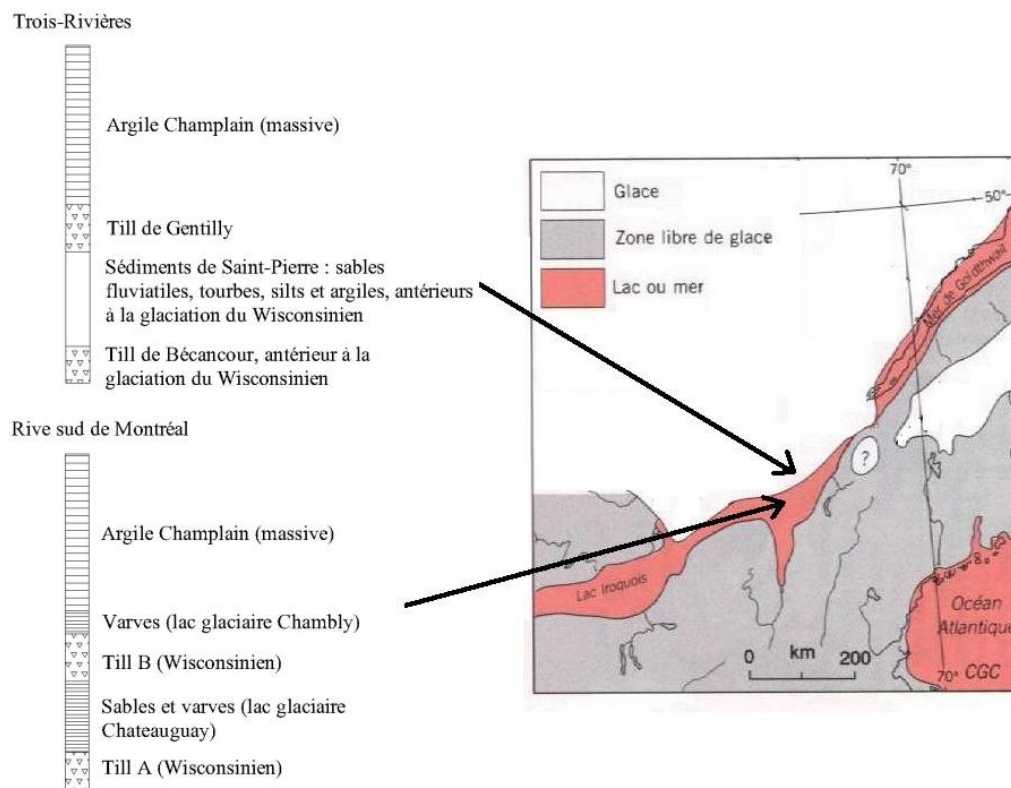


Figure 6-4 : Profils stratigraphiques types et position de l'inlandsis avant l'invasion marine. Modifiés de Occhietti (1989) et Lasalle (1981).

Les dépôts de la mer Champlain sont surtout composés d'argile silteuse. Au Québec, l'épaisseur des dépôts d'argile associés à cette mer peut atteindre près de 100 m dans le centre du bassin, autour de l'actuel lac Saint-Pierre.

Les dépôts meubles associés à l'épisode de la mer Champlain ne sont pas toujours homogènes. Au dessus du till et des dépôts du lac Candona, on retrouve parfois des dépôts liés aux glaciers, mais déposés en mer (dépôts glaciomarins), par exemple les dépôts d'épandage subaquatiques de Rust (1977). Aussi, le till est parfois remanié par l'action des vagues de la mer Champlain.

Même l'argile silteuse montre que les conditions de sédimentation ont varié au cours de l'épisode de la mer Champlain. Durant la dernière décennie, plusieurs auteurs ont d'ailleurs utilisé les variations de la granulométrie de l'argile silteuse, la géochimie des isotopes et la micropaléontologie pour étudier les variations des conditions de sédimentation au cours de l'épisode de la mer Champlain (Cronin et al., 2008; Occhietti et al., 2001; Rayburn et al., 2011).

Leurs résultats indiquent l'existence d'un retour aux conditions lacustres d'une durée d'environ 100 ans quelques décennies après le début de la transgression marine et une période initiale de forte salinité. Rayburn et al. (2011) avancent que le drainage catastrophique du lac Agassiz par le biais du bassin de la mer Champlain pourrait expliquer cette diminution de salinité. Le lac Agassiz occupait alors le centre de l'Amérique du Nord

À Verchères, à environ 10 km à l'est de Lachenaie, Guilbault (1989) a recensé quatre assemblages de microfossiles (foraminifères) (A, B, C et post-C). Ces assemblages indiquent une salinité élevée dans le bas du profil (près de 35 g/L pour l'assemblage A), puis une diminution progressive de la salinité (environ 10 à 20 g/L pour l'assemblage B, puis inférieure à 10 g/L pour les assemblages C et post-C). À Verchères, les assemblages qui correspondent à une salinité inférieure à 20 g/L sont présents sur une épaisseur de 20 m tandis que l'assemblage A occupe une épaisseur d'environ 5 m.

Les isotopes du carbone et de l'oxygène des mollusques de la mer Champlain indiquent que l'eau avait une salinité plus élevée dans le fond de la mer qu'en surface (Hillaire-Marcel, 1988). Tout comme la distribution des foraminifères, la composition isotopique des mollusques indique une décroissance de la salinité de la mer Champlain dans le temps. En fait, l'ensemble des auteurs consultés s'entendent sur le fait que la salinité de la mer Champlain a fortement varié dans le temps et dans l'espace (Cronin, 1977; Hillaire-Marcel, 1988; Wassenaar et al., 1988).

L'épisode de la mer Champlain a duré approximativement 2000 ans. Il y a environ 11 000 ans, l'eau salée a progressivement été remplacée par l'eau douce du lac Lampsilis. Par l'action du rebond isostatique, les argiles Champlain ont été soulevées. Le réseau hydrographique s'est graduellement transformé. À Lachenaie, on trouve certaines traces des différents stages qui ont mené au réseau actuel (Brown Macpherson, 1967). Deux procédés ont contrôlé la transformation des dépôts meubles : l'érosion des argiles marines par le proto fleuve Saint-Laurent et la déposition de sables deltaïques. On retrouve des traces d'érosion par les chenaux du proto fleuve Saint-Laurent sur la rive sud du Saint-Laurent (Lasalle, 1981) et à Terrebonne, quelques kilomètres à l'ouest de la zone d'étude de la figure 6-1 (Brown Macpherson, 1967). Si on se fie à la figure 3 de Brown Macpherson (1967), le secteur englobant les sites 1 à 9 a émergé il y a un peu plus de 6000 ans.

6.3 Minéralogie, granulométrie et géochimie

Au sens géotechnique, les argiles Champlain sont des argiles et des argiles silteuses. La portion de la granulométrie inférieure à 2 μm varie entre 20 et 85 % (Leroueil et al., 1983). Elles ne sont pas des argiles au sens minéralogique du terme. On utilise parfois le terme farine de roche pour décrire la minéralogie et la granulométrie des argiles Champlain : c'est-à-dire qu'elles sont surtout composées de minéraux d'origine détritiques, des minéraux primaires des formations Paléozoïques et Précambriennes qui forment le socle rocheux qui ont été brisés mécaniquement par l'action des glaciers.

Bien que l'aspect quantitatif de la détermination de la minéralogie des argiles Champlain soit complexe et entaché d'incertitudes importantes, on connaît assez bien la minéralogie des argiles Champlain, surtout celle des minéraux d'origine détritique (Foscal-Mella, 1976; Quigley et al., 1985; Torrance, 1995). Dans la région de Montréal, la diffraction aux rayons X (DRX) indique que la fraction détritique est composée de plagioclases (37 %), de quartz (16 %), de feldspaths potassiques (12 %), et d'amphiboles (9 %) (Foscal-Mella, 1976). On retrouve aussi une faible quantité de carbonates (6 %) dont l'origine est attribuée en partie à l'abrasion de certaines formations du Paléozoïque riches en carbonates comme le calcaire de Trenton, et d'autre part au microfossiles déposés avec l'argile (Quigley, 1980; Torrance, 1988). Ailleurs dans le bassin de la mer Champlain, on retrouve les mêmes minéraux, mais dans des proportions qui peuvent varier.

Les phyllosilicates présents dans l'argile Champlain sont principalement la muscovite, l'illite et la chlorite. Les proportions de ces phyllosilicates sont difficiles à déterminer (Foscal-Mella, 1976; Locat et al., 1984; Mitchell & Soga, 2005). Dans la vallée de l'Outaouais et dans l'est de l'île de Montréal, on remarque que la minéralogie de la portion fine de la granulométrie (taille des grains < 2 μm) contient plus de phyllosilicates que la fraction silteuse (Foscal-Mella, 1976; Torrance, 1988). Il y a une corrélation entre le pourcentage de grains < 2 μm et la fraction de phyllosilicates.

Bien qu'elles ne représentent pas une fraction importante de la minéralogie, on peut parfois observer des argiles gonflantes (smectite) et de la vermiculite dans la croûte oxydée des argiles Champlain. À partir d'analyse de rétention du glycol, Quigley et al. (1985) ont observé jusqu'à 20 % de vermiculite et de smectite dans la fraction de la granulométrie < 2 μm de la partie supérieure du dépôt d'argile de Hawkesbury dans la vallée de la rivière Outaouais.

Les résultats de la DRX et les photographies prises avec le microscope électronique à balayage montrent parfois certains minéraux accessoires comme des oxydes de fer ou de la pyrite dans les argiles Champlain (Haynes & Quigley, 1978; Leroueil et al., 1983; Quigley, 1980). Dans les années 70, plusieurs auteurs ont suggéré la présence d'une fine couche d'oxydes de fer amorphes sur les minéraux primaires (Massiera, 1969; Yong et al., 1979). Cependant, la présence de matériaux amorphes en quantité importante dans les argiles Champlain a été remise en question depuis (Locat et al., 1984; Torrance, 1995). Haynes & Quigley (1978) ont montré que des framboïdes de pyrite cimentaient parfois des grains de quartz et de feldspath. Ces agrégats peuvent atteindre une taille de 2 à 4 mm. Donovan & Lajoie (1979) ont soutenu que la pyrite qui est observée dans les argiles Champlain provient de la recristallisation de monosulfures de fer. Ces derniers proviendraient de l'activité des bactéries sulfato-réductrices (Donovan & Lajoie, 1979; Régini, 2009). La présence de mouchetures noires dans l'argile Champlain serait possiblement liée à la production de ces monosulfures de fer, et à leur éventuelle recristallisation sous forme de pyrite.

Les images de microscopie électronique montrent une légère anisotropie dans la texture des argiles Champlain. La figure 6-5 montre des coupes horizontale et verticale pour l'argile Champlain de Hawkesbury (Quigley et al., 1985). Les coupes verticales montrent habituellement plus d'arêtes que les coupes horizontales (Delage & Lefebvre, 1984; Lapierre et al., 1990). Les plaquettes de la fraction de la granulométrie $< 2 \mu\text{m}$ ont donc tendance à être parallèles au plan horizontal. Les grains de silt sont habituellement plus ronds. Pour un grossissement plus faible que celui de la figure 6-5, on peut généralement observer une structure où les plaquettes forment des agrégats de quelques microns de diamètre. On retrouve des pores plus gros entre ces agrégats. C'est cette fraction de la porosité qui contrôle la conductivité hydraulique de l'argile et qui change lors de sa consolidation (Delage, 2010; Delage & Lefebvre, 1984; Lapierre et al., 1990).

La faible quantité de minéraux argileux présents dans les argiles Champlain a plusieurs conséquences importantes par rapport au transport des contaminants et à certains phénomènes chimiques comme l'osmose. La faible proportion de minéraux argileux réduit l'interaction entre la phase solide et les ions en solution dans l'eau. Entre autres, on note que la capacité d'échange cationique des argiles Champlain est beaucoup plus faible que celle des argiles minéralogiques, comme les smectites.

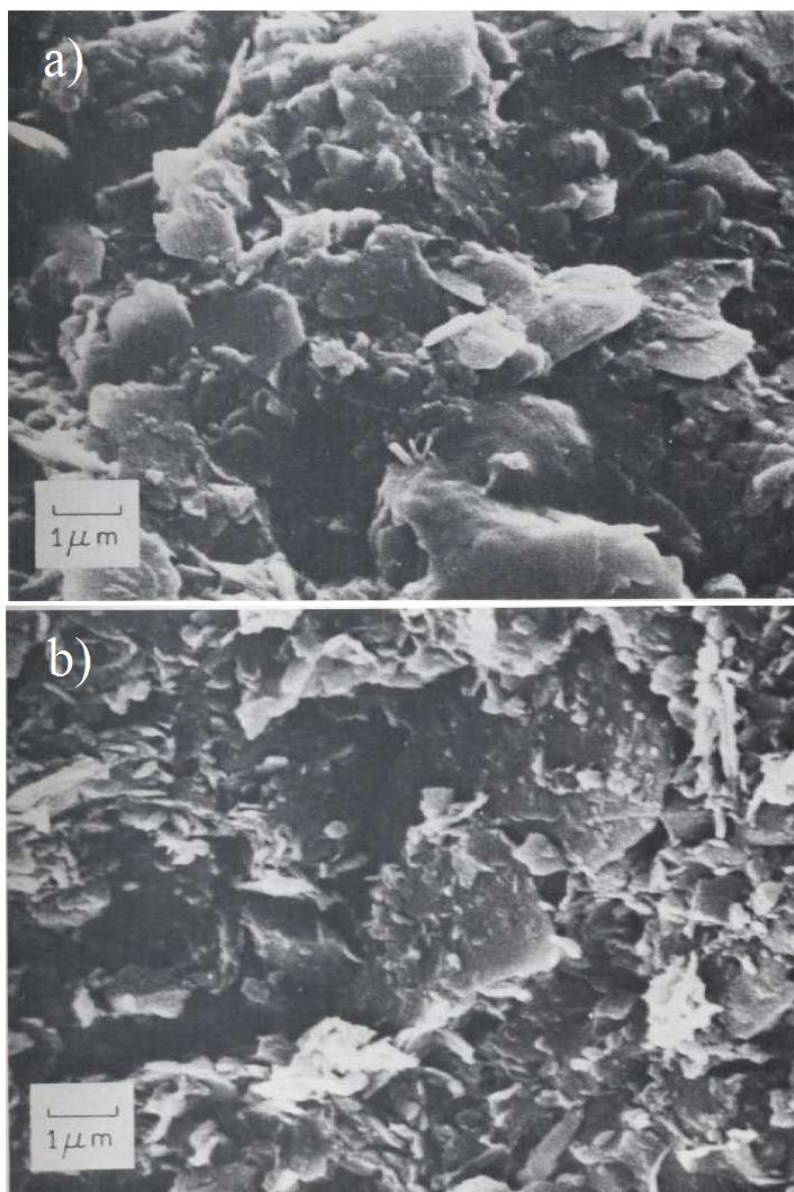


Figure 6-5 : Argile Champlain de Hawkesbury telle que vue au microscope électronique.
a) surface horizontale, b) surface verticale (tiré de Quigley et al., 1985).

Même si la proportion de minéraux de la famille des argiles est faible, la salinité de l'eau interstitielle est un aspect important de la géochimie des argiles Champlain. Cette salinité influence les propriétés hydrauliques et mécaniques de l'argile. Dans les dépôts d'argile Champlain, on observe une augmentation de la salinité de l'eau interstitielle avec la profondeur ou, plus rarement, des profils en cloche avec une salinité maximale au centre de la couche

d'argile. On observe des salinités relativement élevées à plusieurs endroits au Québec et en Ontario, notamment sur le site de Mer Bleue près d'Ottawa, près de Yamaska et dans la région de Louiseville (Lefebvre & Grondin, 1978; Quigley et al., 1985; Torrance, 1988; Woodley, 1996). Pour certains dépôts à l'ouest de Montréal, Torrance (1988) a présenté des salinités près de celle que l'on rencontre dans l'océan Atlantique (35 g/L).

Les salinités obtenues pour l'eau interstitielle de l'argile sont relativement élevées par rapport à la salinité moyenne de la mer Champlain qui est déduite des travaux de paléontologie et de géochimie des isotopes. L'analyse de la composition isotopique ($^2\text{H}/^1\text{H}$ et $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$) de l'eau interstitielle de l'argile nous permet d'obtenir un portrait de la salinité de la Mer Champlain. Les isotopes de l'oxygène et de l'hydrogène indiquent que la mer Champlain était composée d'un mélange d'eau de mer et d'eau provenant de la fonte des glaciers (Desaulniers & Cherry, 1989; Quigley et al., 1985). Ces auteurs ont respectivement inférés que la mer Champlain avait une salinité d'environ 12 et 20 g/L, des valeurs cohérentes avec celles qui ont été fournies par les paléontologues (Guilbault, 1989; Hillaire-Marcel, 1988).

Il faut être prudent lorsque l'on compare la chimie de l'eau interstitielle de l'argile à celle de la mer Champlain. Les techniques d'extraction de l'eau interstitielle ne sont pas standardisées et des salinités très différentes peuvent être obtenues selon les techniques qui sont utilisées (Söderblom, 1969; Torrance, 1974; 1976; Benabdallah et al., 2008; Benabdallah, 2010). Par exemple, Torrance (1974) a montré que la technique de lessivage utilisée par Bjerrum & Rosenqvist (1956) pour extraire l'eau interstitielle surestime grandement la salinité par rapport à l'extraction par consolidation, le type d'extraction utilisé pour caractériser l'argile de Lachenaie dans le cadre de ce projet (Benabdallah et al., 2008; Benabdallah, 2010).

6.4 Comportement mécanique des argiles Champlain

Les propriétés mécaniques des argiles Champlain varient d'une localité à l'autre et elles sont notoirement affectées par les méthodes d'échantillonnage (La Rochelle & Lefebvre, 1970; La Rochelle et al., 1981). On observe cependant certaines tendances générales qui seront utilisées dans la discussion des résultats expérimentaux de cette thèse.

Pour décrire la résistance au cisaillement et la compressibilité des argiles Champlain, on doit distinguer d'une part les comportements drainé (pression interstitielle constante, long terme) et non drainé (volume constant, court terme), et d'autre part la résistance de l'argile à l'état intact et à l'état remanié. Les argiles Champlain sont généralement très sensibles, c'est-à-dire que leur résistance au cisaillement à l'état remanié (c_{ur}) est beaucoup plus faible que leur résistance au cisaillement à l'état intact (c_u).

Cette section débute par une présentation de certains concepts de base ayant trait à la résistance au cisaillement des argiles Champlain. On discute ensuite de la compressibilité et de la pression de préconsolidation de ce matériau. Le traitement du comportement mécanique des argiles Champlain qui est présenté dans cette section n'est pas exhaustif, mais il permet d'en saisir la complexité. Cette section permet aussi de caractériser la relation entre contraintes et déformations, et l'ordre de grandeur du module m_v . Rappelons que la valeur de ce module est censée contrôler la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses pour un essai donné (chapitre 5).

6.4.1 Résistance au cisaillement à l'état non drainé

On fait généralement appel à deux mécanismes pour expliquer la résistance au cisaillement non drainé, ou cohésion, des argiles : les forces de Van der Waals et la viscosité de la couche double (Sridharan & Prakash, 1999). Dépendamment de la minéralogie de l'argile, ces deux mécanismes n'ont pas la même importance. Pour les argiles gonflantes (montmorillonite), c'est la viscosité de la couche double qui contrôle la résistance au cisaillement. Pour les argiles Champlain, les argiles sensibles en général et la kaolinite, ce sont plutôt les forces de Van der Waals qui contrôlent la résistance au cisaillement. Dans ce cas, une diminution de l'épaisseur de la couche double – par exemple en raison de l'augmentation de la salinité de l'eau interstitielle – diminue la répulsion entre les particules et induit une augmentation de la résistance au cisaillement.

Sur le terrain, la résistance au cisaillement non drainé à l'état intact (c_u) est surtout mesurée avec le scissomètre de chantier. Au laboratoire, les valeurs de c_u sont données par l'essai de pénétration au cône suédois, le scissomètre de laboratoire ou l'essai triaxial de compression non drainé, non consolidé (CUU).

Pour les dépôts d'argile Champlain, la littérature géotechnique rapporte des valeurs de c_u mesurées avec le scissomètre de chantier allant de 15 à 125 kPa (Lefebvre & Grondin, 1978; Leroueil & Tavenas, 1983). La limite supérieure est surtout dictée par la valeur maximum de c_u qui peut être mesurée avec le scissomètre de chantier. Certains dépôts où l'argile Champlain est surconsolidée présentent probablement des résistances supérieures à 125 kPa. La résistance augmente habituellement avec la profondeur. Le taux de variation de c_u en fonction de la profondeur dépend principalement de la plasticité et de l'âge du dépôt d'argile Champlain.

À l'état remanié, la résistance au cisaillement non drainé des argiles (c_{ur}) varie en fonction de la teneur en eau, de la granulométrie, de la minéralogie et de la composition chimique de l'eau interstitielle.

C'est sur la relation entre c_{ur} et la teneur en eau massique (w) qu'est basé le concept de limites d'Atterberg (1911). Les limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_p) sont des teneurs en eau qui correspondent approximativement à des valeurs de c_{ur} de 1,7 et 170 kPa (Sharma & Bora, 2003). Les teneurs en eau w_L et w_p se rattachent donc à des consistances spécifiques de l'argile. On observe généralement une relation linéaire entre $\log(w)$ et $\log(c_{ur})$. Pour la plupart des argiles, la pente de cette relation ($\Delta \log(c_{ur})/\Delta \log(w)$) varie entre -3,5 et -9,3. (Youssef et al., 1965; Feng, 2001). La bentonite montre une pente plus faible, de l'ordre de -2 (Feng, 2001). La pente $\Delta \log(c_{ur})/\Delta \log(w)$ est liée à l'indice de plasticité de l'argile ($I_p = w_L - w_p$).

Les limites de consistance w_L et w_p permettent de classer les argiles dans le système USCS (norme ASTM D2487). Elles sont aussi utilisées dans diverses corrélations avec les propriétés géotechniques de l'argile. Par exemple, on utilise la valeur de w_L des argiles pour estimer leur surface spécifique (S , surface des grains par unité de masse) et leur conductivité hydraulique à l'état intact (voir la section 6.5.2).

Dans les argiles Champlain, les limites de consistance w_L et w_p varient respectivement entre 30 et 75 % et entre 17 et 34 % (Leroueil et al. 1983). Sur l'abaque de Casagrande, un graphe qui présente l' I_p en fonction de w_L , les argiles Champlain se positionnent entre les droites suivantes :

$$(0,86w_L - 13) > I_p > (0,73w_L - 15) \quad (6.1)$$

où w_L est exprimée sous forme de pourcentage.

Lorsque w_L est mesurée avec l'appareil de Casagrande, la valeur de c_{ur} qui correspond à la teneur en eau w_L dépend de la plasticité du matériau. Plus w_L est élevée, plus la valeur de c_{ur} mesurée pour $w = w_L$ est faible (Casagrande, 1958; Youssef et al., 1965). C'est pour cette raison que les limites mesurées avec le cône suédois et l'appareil de Casagrande diffèrent pour $w_L > 100 \%$ (Lefebvre & Grondin, 1978; Leroueil & LeBihan, 1996). Avec le cône suédois, w_L correspond à une valeur constante de c_{ur} . La comparaison des limites telles que mesurées avec le cône suédois et avec l'appareil de Casagrande montre que les deux méthodes sont interchangeables pour les argiles Champlain (Lefebvre & Grondin, 1978; Claveau-Mallet et al., 2012). Le cône suédois est cependant de plus en plus utilisé en raison de la meilleure reproductibilité de ses résultats. Sherwood & Ryley (1970) ont d'ailleurs démontré que le coefficient de variation (moyenne/écart-type) des valeurs de w_L obtenues avec le cône suédois (0,9 à 3,3) est 2 à 3 fois plus faible que celui de la méthode de Casagrande (1,6 à 7,5).

6.4.2 Résistance au cisaillement à l'état drainé

L'analyse de la stabilité des argiles à l'état drainé est faite en termes de contraintes effectives. On ne présente ici qu'une brève introduction. Le lecteur peut se référer à Leroueil et al. (1985) et Wood (1990) pour un traitement détaillé de la résistance au cisaillement des argiles Champlain et des argiles en général.

Dans la représentation de Lambe (1967), l'état de contrainte des argiles à la rupture est illustré sur un graphe de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ en fonction de $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeure et mineure. Dans cette représentation, la résistance au cisaillement des argiles peut être décrite à l'aide de deux enveloppes : les courbes d'état limite et d'état critique.

Le pic de résistance qui est observé lors des essais de cisaillement triaxiaux réalisés avec des spécimens d'argile surconsolidée, et la pression de préconsolidation atteinte lors des essais œdométriques, sont des exemples d'états de contrainte situés sur la courbe d'état limite. Lorsque la courbe d'état limite est atteinte, l'argile entre en plasticité. Si on poursuit le chargement, l'état de contrainte chemine vers la courbe d'état critique. À l'état critique, le volume de l'argile et les contraintes effectives ne varient plus, et ce même si le chargement se poursuit. Pour les argiles

surconsolidées, la courbe d'état limite est incurvée (figure 6-6). Dans l'espace tridimensionnel $e - (\sigma_1 - \sigma_3)/2 - (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, les courbes d'état limite et d'état critique forment des surfaces.

Pour les argiles normalement consolidées, on observe une enveloppe de rupture linéaire avec une cohésion nulle et un angle φ' qui varie en fonction de l' I_p (Bjerrum & Simons, 1960). Quand l' I_p augmente, l'angle φ' diminue. Pour les argiles Champlain, φ' varie entre 26 et 34° (Leroueil et al. 1983).

La figure 6-6 présente des exemples de courbes d'état limite et d'état critique pour les argiles Champlain. L'allure des courbes est inspirée des enveloppes présentées par Leroueil et al. (1985) pour le dépôt de Saint-Alban. Quelques états limites obtenus à partir d'essais triaxiaux de cisaillement non drainé avec consolidation isotrope (CIU) sont représentés. Ces essais ont été réalisés avec des échantillons d'argile de Lachenaie (site 5, $e = 1,6$, profondeur de 11,5 m).

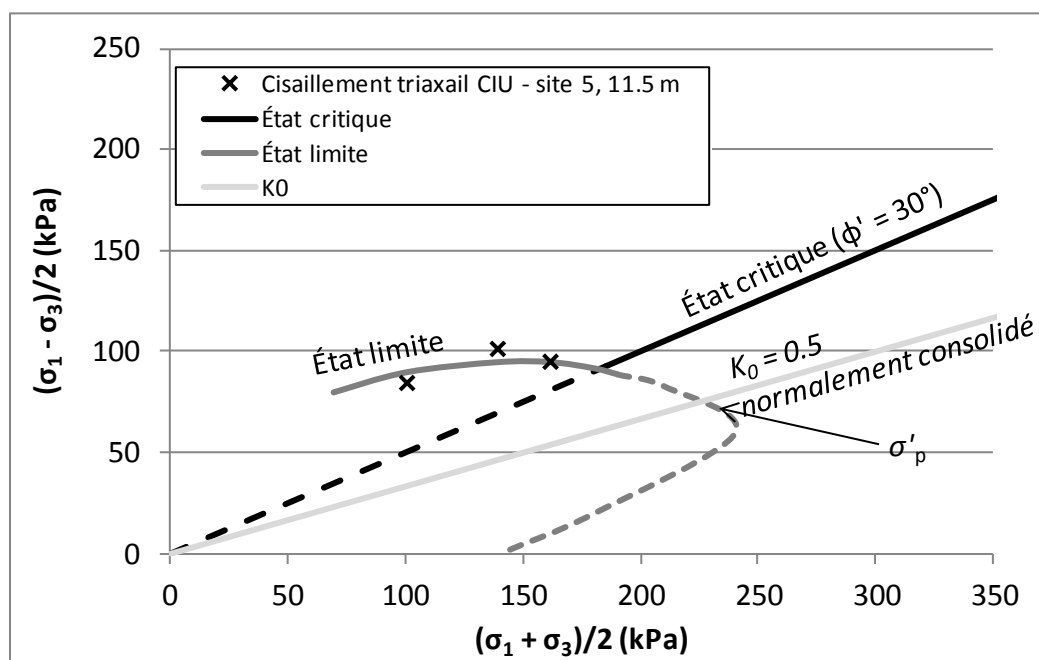


Figure 6-6 : Exemple d'enveloppe de rupture pour les argiles Champlain avec quelques états limites pour des spécimens du site 5.

Au chapitre 5, un modèle constitutif linéaire élastique a été utilisé pour simuler le comportement mécanique de l'argile. Un modèle élastoplastique qui incorpore un critère de rupture similaire à

celui de la figure 6-6 pourrait être utilisé pour modéliser des essais de perméabilité où l'argile entre en plasticité. Par exemple, ce type de modèle permettrait d'étudier les essais de perméabilité où l'augmentation initiale de la charge hydraulique $H(t=0)$ dépasse $\gamma_w c_u$ (équation 3.45).

6.4.3 Sensibilité

On définit la sensibilité (S_t) des argiles par le rapport c_u/c_{ur} . Les mesures de sensibilité dépendent de la vitesse de déformation et du type d'essai utilisé pour évaluer c_u et c_{ur} . L'essai de référence pour la détermination de S_t est l'essai de pénétration au cône suédois. Avec le scissomètre de chantier, on obtient des valeurs de S_t qui sont plus faibles (Lefebvre & Grondin, 1978; Carson, 1981; Skempton & Northey, 1952).

Mitchell & Houston (1969) proposent une liste de phénomènes pouvant expliquer différents niveaux de sensibilité pour les argiles. Par exemple, ils notent que la thixotropie et certains échanges cationiques peuvent induire une sensibilité de l'argile. La plupart des phénomènes décrits par Mitchell & Houston (1969) permettent d'expliquer des sensibilités au cône suédois allant de 10 à 20.

La sensibilité des argiles Champlain peut être beaucoup plus élevée (> 100). On explique généralement la sensibilité très élevée des argiles Champlain par une déstabilisation de la structure floculée de l'argile après sa déposition (Torrance, 1975). On sait maintenant que la principale cause de cette déstabilisation est le lessivage de l'eau interstitielle salée dans laquelle les argiles ont été déposées.

Pour les argiles marines, le lien entre une eau interstitielle peu salée et la sensibilité a été rapporté par plusieurs auteurs (Rosenqvist, 1946; Skempton & Northey, 1952; Bjerrum, 1954; Andersson-Sköld et al., 2005). Les preuves les plus convaincantes du lien entre lessivage et sensibilité ont été amenées par les expériences de lessivage artificiel qui ont été réalisées entre 1950 et 1980. Au laboratoire, Bjerrum & Rosenqvist (1956) ont sédimenté artificiellement en eau salée de l'argile de Norvège. Ils ont consolidé leurs spécimens sous différentes contraintes, puis ils en ont lessivé la moitié. Entre les échantillons intacts et lessivés, la sensibilité est passée de 5 à 110. Torrance (1974) a quant à lui lessivé des spécimens d'argile de Norvège à l'état intact et à l'état remanié. L'effet du lessivage est le même pour toutes les propriétés : la salinité doit diminuer sous un seuil

d'environ 2 g/L pour que les propriétés soient affectées (figure 6-7). Sous ce seuil, Torrance (1974) a observé une augmentation de S_t , une diminution de w_L et une diminution de la pression de préconsolidation. À l'inverse des expériences de lessivage, l'augmentation de la salinité de l'eau interstitielle des argiles sensibles tend à induire une augmentation de w_L et une diminution de S_t (Eden, 1960).

Le lessivage n'est généralement pas une cause suffisante pour le développement d'une sensibilité très élevée. En pratique, on rencontre assez souvent des argiles lessivées, mais peu sensibles.

La présence d'éléments dispersants dans l'eau interstitielle est un des facteurs nécessaires au développement d'argiles très sensibles (Söderblom, 1969; 1974). En temps normal, le lessivage fait passer l'eau interstitielle d'un système où l'ion Na^+ est prépondérant, à un système où les cations Ca^{2+} et Mg^{2+} dominant. Pour que l'argile soit sensible après le lessivage, le cation prépondérant doit demeurer Na^+ . Autrement, la sensibilité de l'argile est moins affectée par le lessivage. Lorsque des agents dispersants sont présents, les ions Ca^{2+} et Mg^{2+} sont précipités ou ils forment des complexes, la chimie de l'eau interstitielle est alors dominée par le cation Na^+ et la sensibilité augmente dramatiquement. Söderblom (1974) a recensé un grand nombre d'agents dispersants organiques ou inorganiques, d'origine humaine ou d'origine naturelle.

Les phénomènes qui affectent l'argile près de la surface (la croûte oxydée) peuvent aussi stabiliser la structure des argiles lessivées. Tout d'abord, les cycles de mouillage et de séchage peuvent diminuer l'indice des vides et stabiliser la structure des argiles. Deuxièmement, l'altération des minéraux primaires peu produire de l'argile gonflante (montmorillonite). Même présent en faible quantité, ce type de minéral stabilise la structure des argiles lessivées et réduit leur sensibilité (Torrance, 1975). On doit noter au passage que pour les argiles gonflantes, une diminution de la salinité de l'eau interstitielle n'a pas le même effet sur la valeur de c_{ur} . Cette diminution entraîne une augmentation de la résistance (Sridharan & Prakash, 1999).

Finalement, les argiles plus silteuses ont tendance à être plus sensibles. Delage (2010) a proposé que la sensibilité accrue des argiles silteuses puisse être liée à l'absence d'agrégats d'argile (figure 6-5) et à l'absence de particules d'argile pour établir un lien entre les grains de silt. Les agrégats d'argile sont toujours présents dans les argiles Champlain ayant une plus grande proportion de grains dont la taille est inférieure à 2 μm .

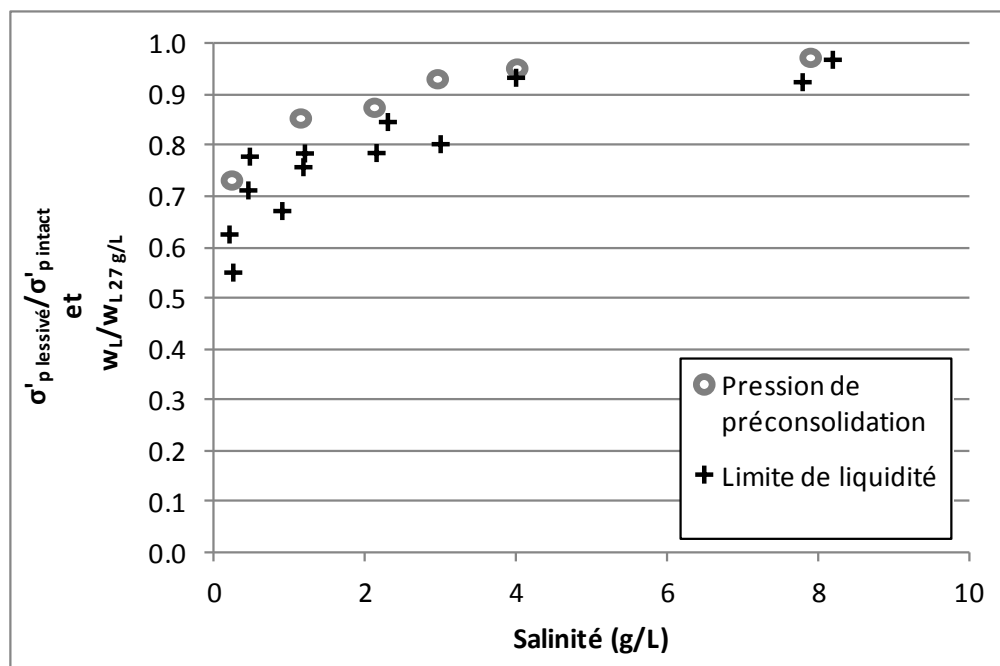


Figure 6-7 : Effet de la salinité de l'eau interstitielle sur les propriétés mécaniques de l'argile. Résultats de Torrance (1974) pour la pression de préconsolidation et w_L . Argile de Drammen intacte, consolidée sur œdomètre à 150 kPa, puis déchargée à 15 kPa pour le lessivage.

6.4.4 Compressibilité

Le squelette granulaire des argiles Champlain est beaucoup plus compressible que les phases solide et liquide qui le composent. La consolidation et le gonflement des argiles Champlain nécessitent l'expulsion ou l'admission d'un volume d'eau interstitielle. La vitesse d'écoulement de l'eau dépend du gradient hydraulique et de la conductivité hydraulique de l'argile. Pour un même gradient hydraulique, plus la valeur de K est grande, plus la vitesse de l'eau est grande, et plus le sol se déforme rapidement. C'est sur cette relation entre K et la vitesse de déformation que sont basés les essais de perméabilité à faible déplacement d'eau comme l'essai de choc hydraulique.

Pour interpréter les essais de perméabilité à faible déplacement d'eau, il ne suffit pas de connaître le temps nécessaire à la dissipation de l'incrément de charge hydraulique, la sollicitation initiale qui marque le début de l'essai. On doit aussi évaluer la variation du volume d'eau stocké dans le

squelette granulaire. Pour estimer le changement du volume du squelette granulaire, on doit connaître les paramètres de rigidité du sol, par exemple le coefficient m_v .

La modélisation de la déformation et des changements de volume des argiles est complexe. La courbe contrainte-déformation d'un spécimen d'argile n'est pas unique et elle n'est pas linéaire. La compressibilité du squelette granulaire des argiles dépend de quatre facteurs principaux : 1) la température, 2) la vitesse de déformation, 3) le cheminement de contrainte, 4) la structure et le remaniement (Leroueil, 1996). La compressibilité diminue avec une augmentation de la vitesse de déformation et une diminution de la température. Le remaniement déplace quant à lui la courbe contrainte-déformation vers les indices des vides plus faibles.

De nombreuses valeurs des paramètres de rigidité, par exemple ν et E , sont disponibles dans la littérature pour les argiles Champlain (Leahy, 1980; Leroueil et al., 1983). Plusieurs corrélations entre E et des paramètres plus faciles à mesurer comme c_u et σ'_p sont aussi disponibles (Samson & Garneau, 1973; Tavenas et al., 1974; Morin & Gervais, 1987). Toutefois, comme les courbes contrainte-déformation ne sont pas uniques et comme elles sont non linéaires, le coefficient m_v qui est obtenu à partir d'un essai ou d'un calcul à rebours donné ne s'applique pas nécessairement aux essais de perméabilité à faible déplacement d'eau.

On utilise fréquemment l'essai œdométrique (figure 3-2a), un essai de compression uniaxiale à déformations latérales empêchées, pour définir une relation contrainte-déformation applicable aux argiles Champlain à l'état drainé (figure 6-8). Les essais œdométriques permettent aussi de déterminer le taux de déformation de l'argile (figure 6-12) et la valeur du c_v .

Lors d'un essai œdométrique classique, on augmente la contrainte totale par palier. À chaque nouveau palier de chargement, on multiplie la contrainte verticale du palier précédent par 1,5 ou par 2. Les étapes de chargement ont généralement une durée de 24 heures. On note les déformations au cours des paliers et à la fin de ceux-ci.

La figure 6-8 présente un exemple de courbe contrainte-déformation issue d'un essai œdométrique réalisé avec l'argile de Lachenaie. Chaque point donne l'indice des vides à la fin d'un palier de chargement de 24 heures pour une contrainte σ'_z connue. La courbe est divisée en trois sections : la recompression, la compression vierge et le rebond. La contrainte verticale qui marque la transition entre la recompression et la compression vierge définit la pression de préconsolidation (σ'_p). Pour les trois segments, on observe une relation approximativement

linéaire entre le logarithme décimal de la contrainte verticale σ'_z et e . Les pentes de ces droites ($\Delta e / \Delta \log[\sigma'_v]$) sont l'indice de recompression (C_r), l'indice de compression vierge (C_c) et l'indice de rebondissement (C_s).

La figure 6-8 donne la gamme des valeurs de C_r , C_s et C_c que l'on rencontre pour les argiles Champlain. Pour les applications courantes, par exemple pour la construction d'un remblai sur une couche d'argile, le tassement et la compressibilité de l'argile sont surtout associés à la valeur de C_c . Dans les argiles Champlain, l'indice C_c augmente avec S_t et l'indice des vides initial (e_0). La valeur de C_c peut atteindre 5 pour les dépôts où la valeur de e_0 est supérieure à 2 (Leroueil et al., 1983). Delage (2010) a démontré que la valeur de C_c des argiles Champlain dépend surtout de la distribution de la taille des pores entre les agrégats d'argile. Plus cette distribution est uniforme, plus la valeur du C_c est élevée.

La figure 6-9 montre la relation moyenne entre e_0 et C_c obtenue par Leroueil et al. (1983) pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain. Cette figure présente aussi des relations entre e_0 et C_c pour des valeurs spécifiques de S_t (Leroueil et al., 1983) et pour des argiles lacustres et des argiles marines de la baie James (Dascal & Larocque, 1973). Leahy (1980) présente plusieurs relations similaires qui s'appliquent à différents types d'argile, ces relations n'étant valides que localement.

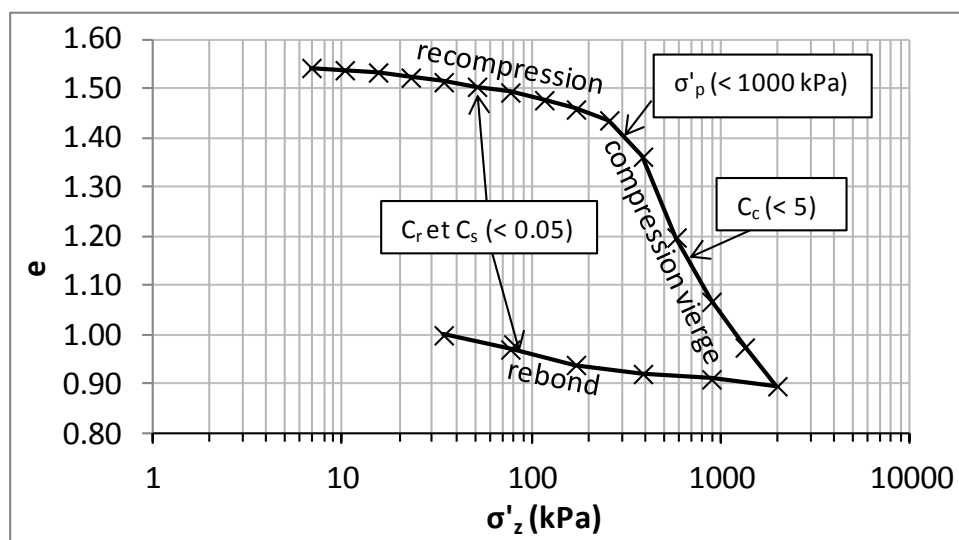


Figure 6-8 : Courbe contrainte-déformation typique pour un spécimen d'argile Champlain. Lachenaie, site 5, profondeur de 10,97 m.

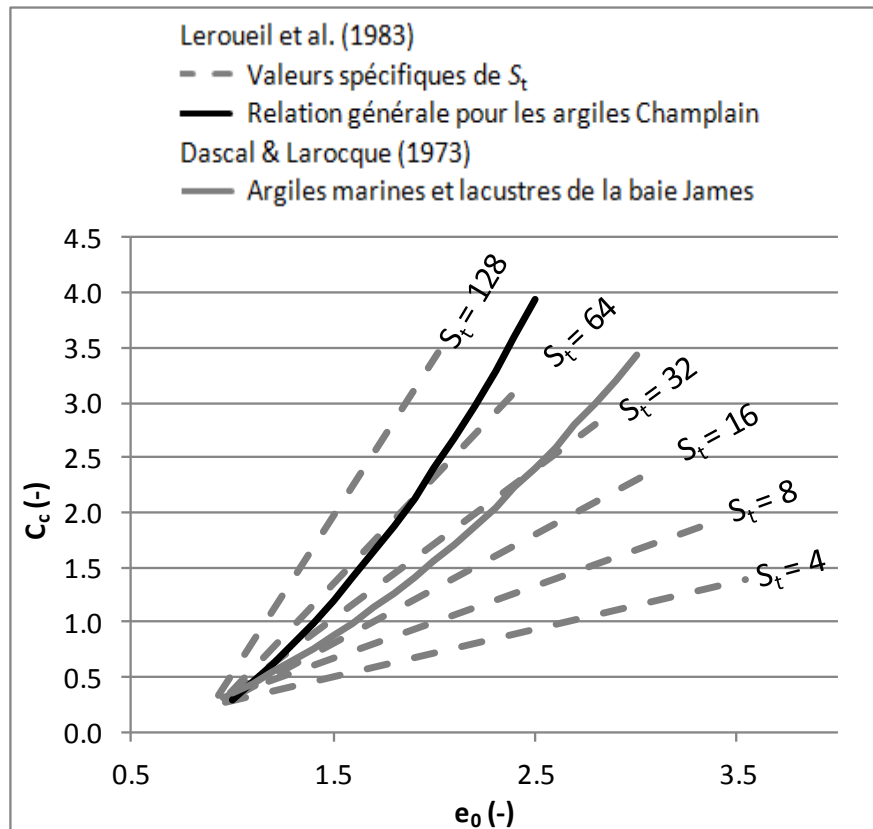


Figure 6-9 : Valeurs de C_c en fonction de e_0 et S_t pour les argiles Champlain.

Durant les essais de perméabilité, on doit éviter de dépasser la contrainte de préconsolidation et d'atteindre l'état limite. Les déformations dépendent alors de C_r et C_s . La rigidité des argiles à l'état surconsolidé est cependant difficile à évaluer avec l'essai œdométrique. En effet, les faibles tassements de l'argile à l'état surconsolidé sont difficiles à mesurer avec précision pour un spécimen qui a une épaisseur de 20 mm. De plus, le remaniement causé par l'échantillonnage et par l'insertion du spécimen dans l'anneau de l'œdomètre nous amène à surestimer la valeur de m_v . Pour évaluer l'indice C_r des argiles sensibles, Leroueil (1977) recommande d'utiliser la portion de la courbe contrainte-déformation entre σ'_{v0} et $(\sigma'_p + \sigma'_{z0})/2$, où σ'_{z0} est la contrainte verticale in situ.

On rencontre assez peu de valeurs de C_r et C_s pour les argiles Champlain dans la littérature, probablement en raison de l'imprécision de ces paramètres. Les valeurs que l'on rencontre sont généralement entre 0,01 et 0,05 (Samson & Garneau, 1973; Tavenas et al., 1974; Silvestri et al., 1992).

L'équation 6.2 donne la valeur de m_v en fonction des indices C_c , C_r et C_s , de la contrainte effective et de l'indice des vides (Bardet, 1997) :

$$m_v = \frac{0,435 C_x}{1 + e} \frac{1}{\sigma'_z} \quad (6.2)$$

où C_x doit être remplacé par C_c , C_r ou C_s selon la contrainte et le type de déformation (consolidation ou gonflement). La figure 6-10 présente un graphe de m_v versus σ'_z pour quelques valeurs de C_r . Pour une relation linéaire entre $\log(\sigma'_z)$ et e , on remarque que la valeur de m_v peut varier significativement selon la contrainte.

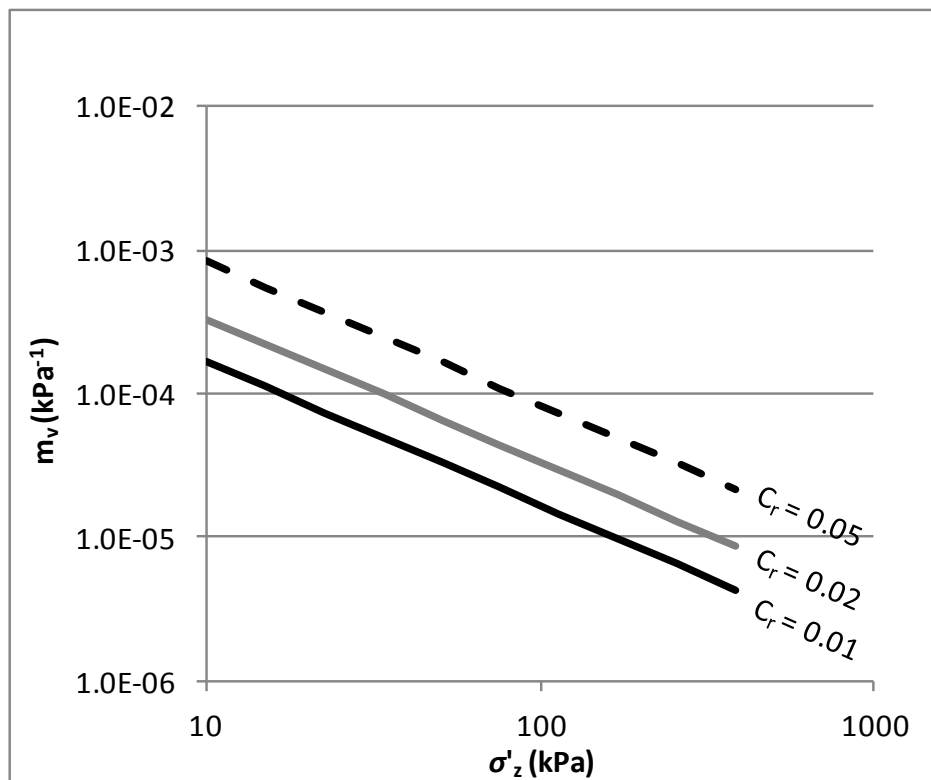


Figure 6-10 : Relation entre m_v et σ'_z pour $C_r = 0,01$, $0,02$ et $0,05$, et pour $e = 1,60$.

En remplacement de la représentation classique e versus $\log(\sigma'_z)$, plusieurs auteurs proposent de représenter les résultats de l'essai œdométrique dans un graphe de ε_z versus σ'_z . On doit le graphe de ε_z versus σ'_z à Janbu (1963). La représentation de Janbu est parfois préférable au graphe

classique parce ce dernier peut donner l'illusion d'une fausse pression de préconsolidation (Janbu, 1969). On peut aussi mentionner que le calcul de la valeur de e nécessite de connaître la masse sèche du spécimen, alors que le calcul de ε_z est simplement basé sur le tassement et la hauteur initiale du spécimen. Contrairement à la courbe e versus $\log(\sigma'_z)$, la courbe ε_z versus σ'_z peut être tracée pendant l'essai.

La représentation ε_z versus σ'_z présente aussi un avantage important lorsqu'on veut modéliser le comportement mécanique d'une argile surconsolidée à l'aide d'un modèle constitutif linéaire élastique. En effet, la représentation de Janbu facilite l'estimation du module d'élasticité. La valeur de $m_v = 1/M$ est simplement donnée par la pente du graphique ε_z versus σ'_z .

La figure 6-11 montre les résultats de l'essai de la figure 6-8 dans la représentation de Janbu. Selon la théorie de Janbu, la représentation $\sigma'_z - \varepsilon_z$ est censée montrer un comportement linéaire élastique pour des contraintes entre σ'_p et σ'_{z0} , et un module proportionnel à la contrainte effective dans le domaine normalement consolidé. C'est rarement le cas en pratique, à tout le moins pour les argiles Champlain (Leahy, 1980).

Leahy (1980) note que pour les argiles Champlain, le module M montre presque toujours le comportement en "V" de la figure 6-11 : le module atteint une valeur minimum (M_{Min}) autour de σ'_p . Leahy (1980) a remarqué que les valeurs de M_{Min} et de M_0 , le module qui s'applique lorsque $\sigma'_z = \sigma'_{z0}$, sont corrélées avec la valeur σ'_p . Elle donne les corrélations suivantes : $M_{\text{Min}} = 10\sigma'_p$ et $M_0 = 50\sigma'_p$.

Avec les argiles Champlain et les argile de l'est du Canada, Lemieux (1975) observe une relation linéaire entre le module M et σ'_z pour des contraintes supérieures à σ'_p (figure 6-11) :

$$M = m_{\text{mod}}(\sigma'_z - \sigma'_{\text{int}}) \quad (6.3)$$

où m_{mod} et σ'_{int} sont des constantes. La relation entre M et σ'_z qui est donnée par l'équation 6.3 ne produit pas une relation linéaire dans l'espace $e - \log(\sigma'_z)$ pour la consolidation vierge.

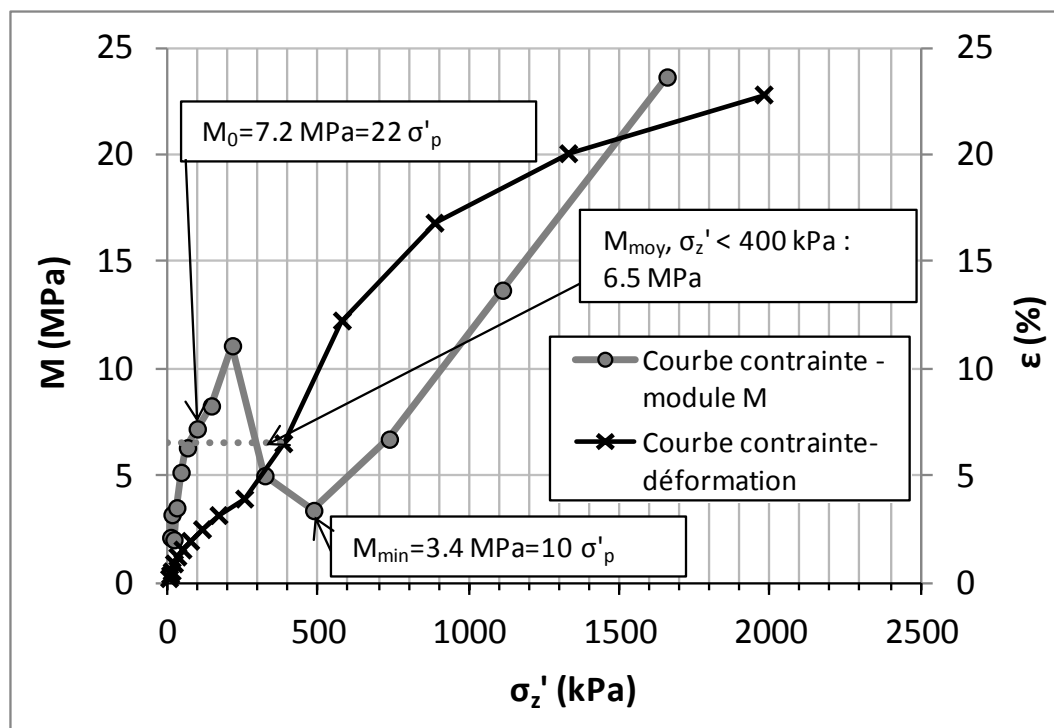


Figure 6-11 : Courbe contrainte-déformation, échelle arithmétique.

Lachenaie, site 5, profondeur de 10,97 m.

Dans la littérature, on utilise fréquemment le rapport E/c_u pour estimer la rigidité de l'argile à l'état non drainé. Lorsque c_u est mesurée à l'aide du scissomètre de chantier, Bjerrum (1973) rapporte que le rapport E/c_u des argiles en général varie entre 500 et 1500. Une gamme semblable de valeurs est rencontrée pour les argiles Champlain. À l'aide d'essais triaxiaux UU (non consolidés, non drainés) et CIU (avec consolidation isotrope, non drainés), d'essais pressiométriques, d'essais de pénétration au cône et d'essais au scissomètre, Tavenas et al. (1974) ont obtenus des rapports E/c_u allant de 200 à 500. À l'aide d'une revue de littérature exhaustive, Morin & Gervais (1987) ont estimé que le rapport E/c_u des argiles Champlain est de l'ordre de 450. Samson & Garneau (1973) obtiennent quant à eux des rapports E/c_u supérieurs à 1600 en comparant le tassement initial d'une couche d'argile Champlain et des résultats d'essais au scissomètre.

La valeur du rapport σ'_p/c_u des argiles Champlain varie entre 3 à 4 lorsque I_p varie entre 20 et 50 % (Leroueil et al., 1983; Windisch & Yong, 1990; Silvestri et al., 1992). L'équation 6.4

permet d'estimer le rapport c_u/σ'_p des argiles Champlain en fonction de l'indice I_p (Leroueil et al., 1983) :

$$c_u / \sigma'_p = 0,20 + 0,0024 I_p \quad (6.4)$$

Pour certaines argiles riches en matière organique, le rapport c_u/σ'_p peut dépasser 0,6 (Perret et al., 1995). En se basant sur l'équation 6.4, On note que les rapports E/c_u de Morin & Gervais (1987), et de Tavenas et al. (1974) sont du même ordre que le rapport M_0/σ'_p de Leahy (1980), même si l'essai œdométrique est censé évaluer le comportement des argiles à l'état drainé.

La figure 6-12 présente l'évolution des déformations au cours d'un palier de chargement pour un essai œdométrique. La déformation a trois composantes : le tassement immédiat qui est relié à la compressibilité des phases qui composent le squelette granulaire (gaz, liquide, solide), le tassement de consolidation (ou consolidation primaire) qui est relié à la dissipation des pressions interstitielles et à l'expulsion d'un volume d'eau, et la consolidation secondaire qui est causée par un réarrangement visqueux du squelette granulaire sans variation de la contrainte effective.

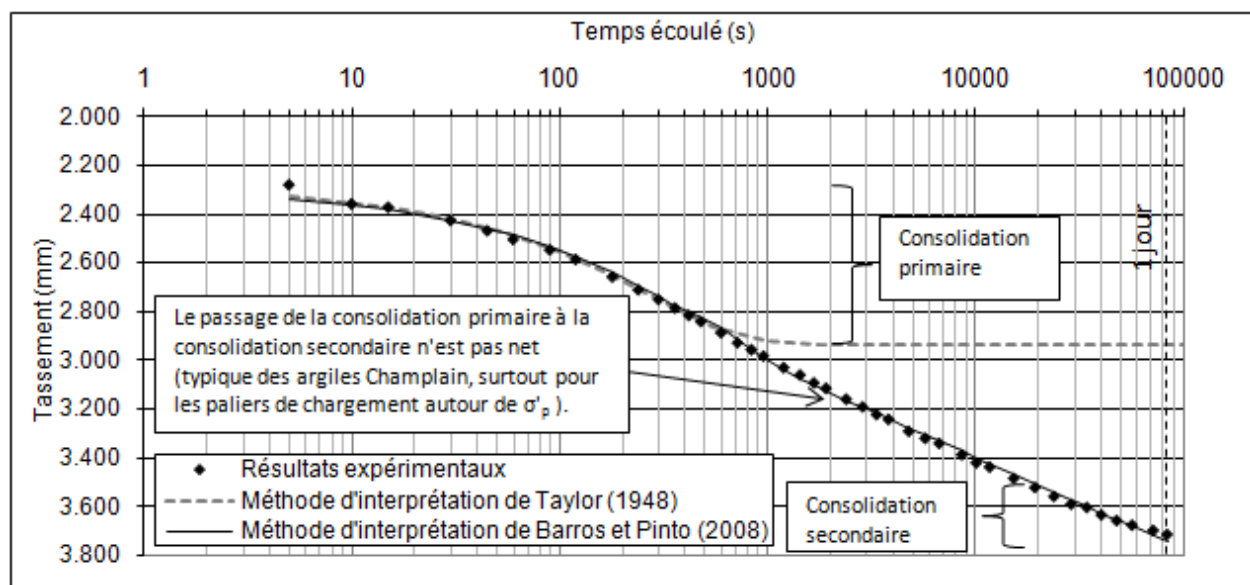


Figure 6-12 : Consolidation de l'argile en fonction du temps lors d'un essai œdométrique.

Lachenaie, site 5, profondeur de 10,47 m, $\sigma'_v = 820$ kPa.

Les pressions interstitielles en excès qui sont générées par l'augmentation de la contrainte totale sont lentement dissipées au cours des paliers de chargement. On modélise habituellement le tassement primaire à l'aide de la théorie de Terzaghi (1925). Cette théorie est basée sur l'équation 2.7. On suppose d'une part que la relation entre la déformation et la pression interstitielle est linéaire, et d'autre part que l'expulsion de l'eau et la consolidation peuvent être modélisées à partir de la loi de Darcy et en supposant une valeur constante de K . C'est sur la théorie de Terzaghi que sont basées les méthodes classiques pour le calcul du c_v de Taylor (1948) et de Casagrande (Casagrande & Fadum, 1940).

Les valeurs de c_v issues des méthodes de Taylor et Casagrande permettent en théorie d'obtenir des valeurs indirectes de K (équation 2.8) qui peuvent être comparées à des évaluations directes obtenues à l'aide d'essais à niveau variable réalisés entre les paliers de chargement (figure 3-2a). Les valeurs indirectes de K sont toutefois rarement en accord avec les valeurs directes (Tavenas et al., 1983a). L'écart entre les valeurs directes et indirectes est plus grand pour la méthode de Casagrande. Cette méthode donne des valeurs de c_v qui sont généralement plus faibles que celles de la méthode de Taylor. Duncan (1993) signale un rapport moyen entre les valeurs de c_v des méthodes de Taylor et Casagrande de 1,66 pour 33 paliers de chargement réalisés avec des argiles de diverses provenances. La figure 6-13 compare les valeurs directes et indirectes de K pour des essais œdométriques réalisés avec l'argile de Lachenaie (Perez et al., 2012). On remarque que les valeurs indirectes de K sont en moyenne plus faibles que les valeurs directes, et que la méthode de Casagrande donne généralement des valeurs de c_v et de K plus faibles que celles de la méthode de Taylor.

D'autres méthodes permettent de modéliser l'évolution des tassements observés au cours des essais œdométriques. C'est le cas de la méthode de Barros & Pinto (2008) dont un exemple de courbe de tassement théorique est présenté à la figure 6-12. Cette méthode est elle aussi basée sur une valeur constante de c_v , mais elle tient compte du tassement secondaire.

La déformation de l'argile se poursuit même lorsque les pressions interstitielles générées par l'augmentation de la contrainte totale sont dissipées. C'est le phénomène de la consolidation secondaire, une forme de fluage. Pour les argiles Champlain, la transition entre les phases de consolidations primaire et secondaire est souvent difficile à discerner, notamment lorsque la contrainte verticale avoisine σ'_p (figure 6-12). Lors de la phase de consolidation secondaire, on

suppose conventionnellement que l'indice des vides varie linéairement avec le logarithme du temps écoulé. La pente de la relation entre e et $\log(t)$ est donnée par l'indice de compression secondaire (C_α). Cet indice a déjà été présenté au chapitre 2 (équation 2.41). Selon le type d'argile et sa provenance, on observe un rapport plus ou moins constant entre les indices C_α et $C_x = \Delta e / \Delta \log(\sigma'_z)$. Pour les argiles Champlain, ce rapport se situe entre 0,025 et 0,060 (Mesri & Godlewski, 1977). On observe à peu près la même gamme de rapports pour l'argile de Lachenaie (0,020 à 0,060) (Perez, 2012).

En pratique, on suppose parfois que la consolidation secondaire débute à la fin de la consolidation primaire. Bien que la question de la superposition des consolidations primaire et secondaire soit toujours sujette à débat, plusieurs essais réalisés sur le terrain et au laboratoire indiquent que les deux phénomènes opèrent simultanément (Kabbaj et al., 1988; Leroueil, 1996). Des méthodes permettant de modéliser l'influence conjointe des tassements primaire et secondaire ont été introduites à la section 2.5.

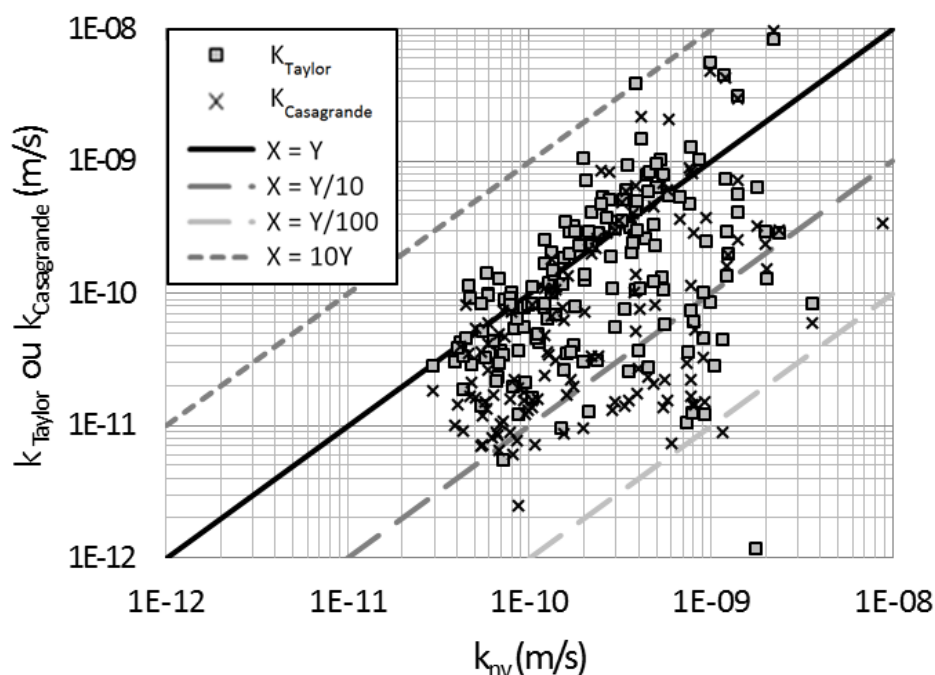


Figure 6-13 : Comparaison des valeurs directes et indirectes de K pour les essais œdométriques réalisés avec l'argile de Lachenaie (Perez et al., 2012).

L'impact du tassement secondaire rappelle que les courbes contrainte-déformation des argiles Champlain ne sont pas uniques. En utilisant des paliers de chargement de plus de 24 heures, l'influence du tassement secondaire est accentuée et la courbe contrainte-déformation de la figure 6-8 est déplacée vers le bas. À l'opposé, si on passe au palier de chargement suivant dès la fin du tassement primaire, l'effet du tassement secondaire est moins important et la courbe contrainte-déformation est déplacée vers le haut. On peut conclure que l'effet du tassement secondaire sur les courbes contrainte-déformation est relié à l'effet de la vitesse de déformation. Si la vitesse de déformation est lente, le tassement secondaire est plus grand et l'argile semble moins rigide.

Les comparaisons qui ont été faites entre les mesures in situ et les tassements calculés à partir d'essais œdométriques montrent souvent des différences importantes. L'analyse du tassement pour quatre remblais expérimentaux au Québec, en Ontario et en Suède par Kabbaj et al. (1988) montre que l'essai œdométrique sous-estime la rigidité de l'argile à l'état surconsolidé. Depuis la fin des années 80, on a remarqué que les argiles semblent être beaucoup plus rigides que ne le laisse croire l'essai œdométrique pour de très faibles déformations (Burland, 1989; Lefebvre et al., 1994). Certaines techniques permettent d'estimer la rigidité des argiles au laboratoire pour de très faibles déformations, mais elles sont relativement complexes (voir par exemple Thomann & Hryciw, 1990).

Quand l'argile est normalement consolidée, l'essai œdométrique vient plutôt surestimer la rigidité (Kabbaj et al., 1988). En raison des différences entre les tassements prédits et mesurés sur le terrain, et du coût relativement élevé des essais œdométriques, certains auteurs recommandent l'utilisation de relations empiriques qui nécessitent seulement le profil de c_u pour calculer le tassement de l'argile sous les remblais et les fondations (Morin & Gervais, 1987; Morissette et al., 2001).

Pour l'argile normalement consolidée, on observe aussi des différences entre les vitesses de tassement in situ et celles qui sont estimées à partir des essais œdométriques. Les valeurs de c_v obtenues à partir de calculs à rebours sont systématiquement plus grandes que les valeurs mesurées au laboratoire. À partir d'une revue de littérature, Leroueil (1988) obtient un facteur moyen d'écart de 20 entre les valeurs de c_v mesurées in situ et au laboratoire. Plusieurs explications peuvent être avancées pour expliquer cet écart. Il est probable qu'il soit en partie dû à des effets d'échelle : quand le sol est hétérogène, les valeurs de K mesurées sur le terrain sont

systématiquement plus élevées que celles qui proviennent d'essais de laboratoire. Comme on le constatera à la section 6.5 et au chapitre 10, l'utilisation d'essais de perméabilité en cellule triaxiale permet bien souvent d'éliminer ces effets d'échelle.

Les comparaisons qui sont présentées dans la littérature pour les résultats de l'essai œdométrique et les tassements mesurés sur le terrain viennent appuyer une des conclusions de la section 2.5 : les paramètres de rigidité qui sont choisis pour modéliser un phénomène doivent être adaptés à la vitesse de déformation, à l'ordre de grandeur de cette déformation, et à l'état de contrainte qui doit être modélisé. On peut s'attendre à ce qu'un essai de perméabilité, une application où les déformations du squelette granulaire sont faibles et relativement rapides, produise des paramètres de rigidité qui diffèrent de ceux qui sont inférés à partir de l'essai œdométrique.

L'essai au pressiomètre autoforeur permet en théorie de déterminer un module G_{\max} sur le terrain pour de faibles déformations et des vitesses de déformations semblables à celles de l'essai de choc hydraulique. La valeur de G_{\max} est obtenue à partir de la courbe $\Delta V/V$ versus p et de la relation de Lamé (équation 3.42). La figure 6-14 présente la relation entre G_{\max} et σ'_p pour des essais au pressiomètre autoforeur réalisés dans l'argile Champlain à Mascouche, à quelques kilomètres au nord des sites expérimentaux de Lachenaie, et à Louiseville (Silvestri, 2003; Silvestri & Abou-Samra, 2008). Sur cette figure, on a superposé la relation entre M_0 et σ'_p obtenue par Leahy (1980), et la gamme de rapports E/c_u rapportée par Tavenas et al. (1974) pour le comportement des argiles Champlain à l'état non drainé. Pour passer du rapport E/c_u à E/σ'_p , une valeur moyenne de $I_p = 35 \%$ a été supposée. Le rapport σ'_p/c_u donné par l'équation 6.4 est alors de 0,28. Pour passer des modules E et M , au module G , les équations 2.37 et 2.38 ont été utilisées en supposant $\nu = 0,3$. La figure 6-14 présente aussi une valeur de G calculée avec les équations 2.37 et 6.2 pour $C_r = 0,025$, $e = 1,60$ et $\sigma'_z = 100$ kPa.

À la figure 6-14, on remarque tout d'abord que les valeurs de G de Tavenas et al. (1974), des valeurs qui sont censées être représentatives du comportement non drainé des argiles Champlain, sont supérieures aux valeurs qui proviennent des essais pressiométriques et œdométriques. Les valeurs de G pour l'essai pressiométrique sont en retour supérieures à celles qui ont été déterminées pour l'essai œdométrique par Leahy (1980), et celles qui sont obtenues en supposant une valeur typique de C_r . Néanmoins, l'ensemble de ces essais, peu importe s'ils sont représentatifs du comportement drainé ou non drainé des argiles Champlain, produisent des

valeurs de G entre 5 et 50 MPa pour $\sigma'_p = 300$ kPa, une pression de préconsolidation typique pour le dépôt de Lachenaie. Pour $\nu = 0,3$, cette gamme de valeur de G se traduit par des valeurs de m_v allant de $5,7 \times 10^{-5}$ à $5,7 \times 10^{-6}$ kPa $^{-1}$. On s'attend donc à ce que la consolidation et le gonflement de l'argile, et l'expansion initiale de la cavité au début des essais de perméabilité, soient gouvernés par des paramètres m_v et G qui se situent dans ces gammes de valeurs.

On peut questionner l'utilisation de $\nu = 0,3$ dans la comparaison précédente. On retrouve relativement peu d'informations dans la littérature géotechnique sur les valeurs que prennent ν . Typiquement, à l'état non drainé, on suppose que $\nu = 0,5$. Ce coefficient de Poisson implique que l'argile est incompressible. En pratique, même à l'état non drainé, les argiles Champlain présentent des valeurs de ν inférieures à 0,5. Par exemple, Tavenas et al. (1974) notent que l'utilisation de $\nu = 0,3$ permet de modéliser le tassement immédiat de l'argile sous les remblais. Pour modéliser le comportement des argiles à l'état drainé, on utilise des valeurs de ν allant de 0,2 à 0,3 pour l'argile à l'état surconsolidé, et de l'ordre de 0,4 pour l'argile normalement consolidée (Bardet, 1997). Dans les chapitres suivants, on supposera que $\nu = 0,3$.

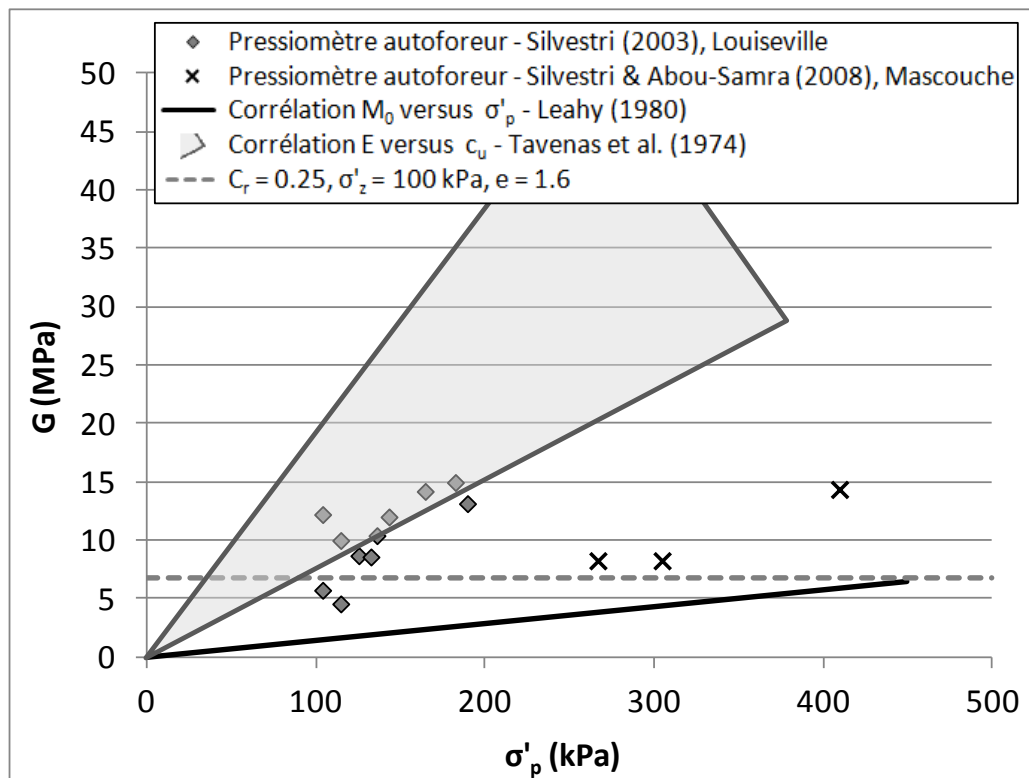


Figure 6-14 : Valeurs de G issues de la revue de littérature en fonction de σ'_p .

6.4.5 Pression de préconsolidation

La méthode la plus utilisée pour déterminer la pression de préconsolidation est celle de Casagrande. Cette méthode est décrite en détail par Bowles (1997, p. 74-75). On trouve le point de courbure maximum dans la représentation semi-logarithmique $e - \log(\sigma'_v)$. À partir de ce point, on trace une droite horizontale, la tangente à la courbe $e - \log(\sigma'_v)$ et la bissectrice de l'angle formé par ces deux droites. La pression de préconsolidation correspond à l'intersection de la bissectrice et du prolongement de la courbe de compression vierge. Il existe plusieurs autres méthodes basées sur différentes représentations graphiques (Becker et al., 1987; Jose et al., 1989). Plusieurs méthodes permettent aussi de déterminer σ'_p dans la représentation arithmétique de Janbu (Sällfors, 1975).

Lorsqu'on évalue la pression de préconsolidation dans le plan horizontal (σ'_{ph}), on constate qu'elle est légèrement plus faible que la valeur qui est mesurée selon l'axe vertical (σ'_p). Dans la littérature, on rapporte des valeurs du rapport σ'_{ph}/σ'_p allant de 0,7 à 1,0 pour les argiles Champlain (Hamouche et al., 1995; Silvestri et al., 1992; Tavenas et al., 1974). Anciennement, on supposait qu'il y avait un lien entre le rapport σ'_{ph}/σ'_p et le rapport entre les contraintes effectives horizontales et verticales in situ (rapport K_0). On sait maintenant que le rapport σ'_{ph}/σ'_p est plutôt lié à l'allure de la courbe d'état limite de l'argile Champlain (figure 6-6).

Dans la vallée du Saint-Laurent, la pression de préconsolidation verticale des argiles Champlain varie généralement entre 50 et 200 kPa. On relève des pressions de préconsolidation beaucoup plus élevées (jusqu'à 1000 kPa) dans certaines localités, notamment aux abords de la rivière Saguenay (Bouchard et al., 1983), dans la région de Shawinigan (Demers & Leroueil, 2002) et près de Lachenaie (Dion, 1978). On explique généralement ces pressions de préconsolidation plus élevées par l'érosion d'une couche de sédiments ayant jadis recouvert les dépôts d'argile (Bouchard et al., 1983; Duhaime et al., 2010; 2012a), par la cimentation (Kelly et al., 1974) ou la consolidation secondaire du dépôt d'argile (Bjerrum, 1973).

On peut parfois reconstruire le profil du terrain neutre avant un épisode d'érosion en extrapolant l'ordonnée à l'origine d'un graphe de z en ordonnées versus σ'_p en abscisses. En théorie, pour une argile normalement consolidée qui a peu été affectée par le tassement secondaire et qui est soumise à une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, le gradient de σ'_p avec l'élévation est donné par le poids volumique déjaugé de l'argile ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$). Le gradient de σ'_p

avec l'élévation pour les argiles de l'est du Canada est cependant supérieur au poids déjaugé de l'argile (Bouchard et al. 1983; Duhaime et al. 2010; 2012a).

Le tassement secondaire peut expliquer un gradient de σ'_p supérieur au poids volumique déjaugé (Bjerrum, 1973; Perret et al., 1995). La figure 6-15 donne la relation entre le rapport de surconsolidation ($OCR = \sigma'_p/\sigma'_{z0}$) et I_p pour des argiles initialement normalement consolidées et soumises à une contrainte σ'_{z0} depuis la fin de la dernière glaciation (il y a environ 10 000 ans). Plus I_p est élevé, plus l'influence du tassement secondaire est grande et plus la valeur de σ'_p augmente rapidement avec la profondeur.

La thixotropie peut aussi influencer la valeur de σ'_p . Mitchell & Soga (2005) définissent la thixotropie comme un processus selon lequel la résistance au cisaillement (et la pression de préconsolidation) d'un sol diminue lors du remaniement et augmente progressivement pendant une période de repos. Pour parler de thixotropie, la teneur en eau et la composition de l'argile doivent être constantes. Il a été démontré que l'argile de Lachenaie peut montrer une thixotropie intense (Claveau-Mallet et al., 2010; 2012).

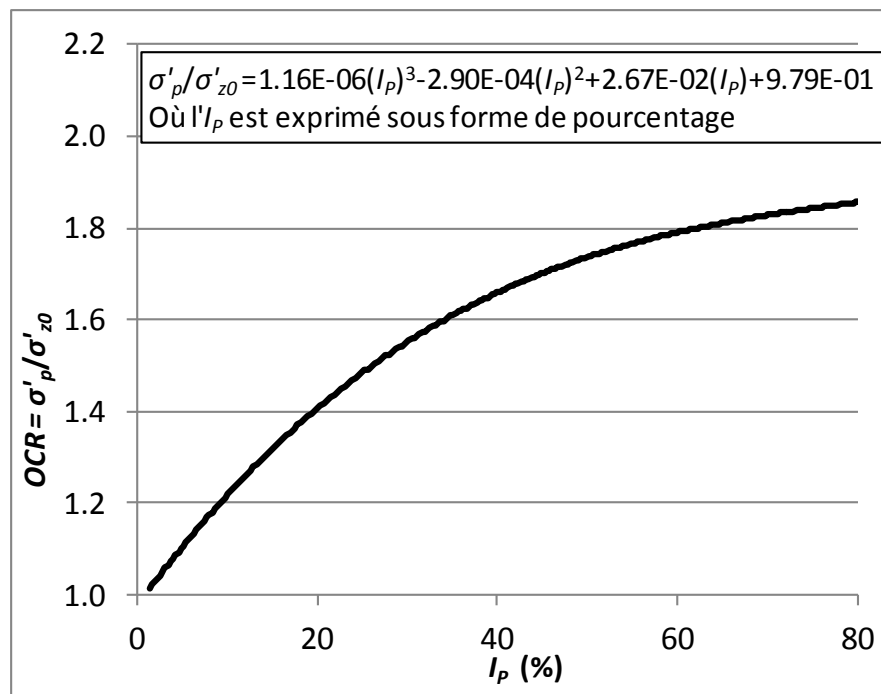


Figure 6-15 : Relation entre I_p et OCR pour une argile soumise à un tassement secondaire pendant plusieurs milliers d'années (adapté de Bjerrum, 1973).

La thixotropie est un procédé réversible qui dépend du temps. Mitchell (1960) et Ripple & Day (1966) ont remarqué que le remaniement est associé à une augmentation rapide de la pression interstitielle. La thixotropie est liée à la dissipation de cette pression interstitielle en excès. Cette diminution de la pression interstitielle est associée à une réorganisation du squelette granulaire du sol qui peut être observée au microscope à balayage électronique (Osipov et al., 1984).

On peut comparer graphiquement la thixotropie de différents sols en présentant c_{ur} sur l'axe des ordonnées (en kPa ou en pourcentage d'augmentation par rapport à la valeur mesurée immédiatement après le remaniement), et le temps écoulé depuis le remaniement sur l'axe des abscisses. Le regain de résistance en fonction du temps ne se fait généralement pas selon une relation mathématique simple (Lefebvre & Grondin, 1978; Skempton & Northey, 1952).

6.5 Propriétés hydrauliques des argiles Champlain

Dans cette section, on présente une revue de littérature concernant la perméabilité des argiles Champlain. On s'intéresse aux valeurs moyennes de K , à leur prédiction, et à la variabilité des mesures individuelles.

6.5.1 Valeurs moyennes de conductivité hydraulique

Les mesures de K disponibles dans la littérature pour les argiles Champlain sont obtenues à l'aide de deux catégories d'essais : les essais de laboratoire et les essais in situ.

Au laboratoire, K est surtout mesurée avec des essais triaxiaux et des essais de perméabilité à niveau variable en cellule œdométrique. À l'aide de ces deux méthodes, Tavenas et al. (1983b) ont obtenu des valeurs de K allant de 5×10^{-10} à 5×10^{-9} m/s pour des spécimens provenant de plusieurs localités du bassin de la mer Champlain. Pour certains dépôts homogènes, notamment pour celui de Louiseville, les essais de laboratoire de Tavenas et al. (1983b) ont montré certaines

variations systématiques de K avec l'élévation et selon les valeurs de w_L et e . Pour d'autres sites, les valeurs de K varient peu ou elles ne présentent pas de tendance claire avec l'élévation.

Pour les argiles de Lachenaie, les essais triaxiaux et les essais à niveau variable en cellule œdométrique de Benabdallah (2006) ont permis d'obtenir des valeurs de K entre $3,9 \times 10^{-10}$ et $4,8 \times 10^{-9}$ m/s pour une faible profondeur (< 6 m). Une étude hydrogéologique réalisée dans le cadre de la construction de nouvelles cellules d'enfouissement près du site expérimental étudié par Benabdallah (2006) donne des valeurs de K similaires pour les essais triaxiaux et œdométriques (entre $6,4 \times 10^{-10}$ et $6,3 \times 10^{-9}$ m/s pour toute l'épaisseur du dépôt) (GSI Environnement, 2001b). On constate donc que la gamme de valeurs de K obtenues à Lachenaie correspond approximativement à celle qui a été obtenue pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain par Tavenas et al. (1983b).

Sur le terrain, K est principalement mesurée à l'aide d'essais à niveau variable réalisés dans des puits d'observation ou avec différents types de perméamètres autoforeurs censés minimiser le remaniement de l'argile. Dans le dépôt d'argile homogène de Louiseville, l'utilisation du perméamètre autoforeur PERMAC de Roctest a permis d'obtenir des valeurs de K allant de $4,9 \times 10^{-10}$ à $1,5 \times 10^{-9}$ m/s (Diène, 1989; Tavenas et al., 1990; Tavenas et al., 1986). Dans la région d'Ottawa, O'Shaughnessy & Garga (1994) ont obtenu des valeurs de K allant de $8,2 \times 10^{-10}$ à $1,4 \times 10^{-9}$ m/s pour des essais à niveau variable réalisés dans des puits d'observation. Ces derniers ont pris des précautions particulières pour limiter le remaniement. La cavité à la base de leurs puits d'observation a été taillée à l'aide de tubes à paroi mince dont le biseau de la trousse coupante est orienté vers l'intérieur du tube de manière à évacuer les déblais de forage, une technique développée à l'Université de Waterloo (D'Astous et al., 1989). À Lachenaie, des essais à niveau variable dans des puits d'observation réalisés par Benabdallah (2006) et GSI Environnement (2001b) ont respectivement fourni des valeurs de K allant de $1,2 \times 10^{-9}$ à $5,7 \times 10^{-9}$ m/s et de $6,7 \times 10^{-10}$ à $8,8 \times 10^{-9}$ m/s. Les gammes de valeurs obtenues sur le terrain correspondent donc approximativement à celles qui sont obtenues au laboratoire.

Pour certains aquitards importants, par exemple les shales du Crétacé qui recouvrent le grès du Dakota, dans l'ouest des États-Unis, on dispose de valeurs régionales de K obtenues à l'aide de bilans hydriques ou d'inversions (Bredehoeft et al., 1983). Selon nos recherches, ce n'est pas le cas pour les argiles Champlain. Les valeurs de K provenant d'essais in situ en puits d'observation

sont actuellement les valeurs les plus représentatives de cette propriété pour modéliser les écoulements à une échelle régionale.

Même si l'ensemble des essais produisent approximativement les mêmes gammes de valeurs de K , certains auteurs suggèrent l'existence d'effets d'échelle dans les argiles Champlain, c'est-à-dire un lien de dépendance entre les valeurs de K mesurées et le volume de matériau affecté par chaque type d'essai. C'est ce qui est avancé par Benabdallah & Chapuis (2007) pour l'argile de Lachenaie. Ces derniers constatent que les essais en cellule œdométrique donnent des valeurs de K qui sont plus faibles en moyenne par un facteur 6 par rapport aux résultats des essais triaxiaux et in situ. Il est pertinent de noter que les valeurs de K de Benabdallah & Chapuis (2007) et Benabdallah (2006) pour l'essai œdométrique montrent relativement peu de variations ($3,9 \times 10^{-10}$ - $4,8 \times 10^{-10}$ m/s), et qu'elles correspondent approximativement à la limite inférieure des valeurs de K obtenues à l'aide d'essais in situ.

Plusieurs ont noté la présence d'effets d'échelle dans d'autres matériaux qui, comme les argiles Champlain, sont peu perméables (Benson et al., 1997; Cazaux & Didier, 2002; Leroueil et al., 1992). On utilise parfois le concept de taille d'échantillon critique pour décrire la taille minimum que doit avoir un spécimen pour que la valeur de K soit représentative. Dans la littérature, on rapporte des tailles critiques d'échantillon de 100 mm (Cazaux & Didier, 2002) et 300 mm (Benson et al., 1997) pour les matériaux faiblement perméables (argiles, silts et mélanges sable-bentonite). Il est probable que la taille critique ne soit pas constante et qu'elle varie d'un matériau à l'autre en fonction de la granulométrie, de la présence de fissures, de la distribution de la taille des pores et de l'homogénéité du matériau.

Les résultats de Tavenas et al. (1983b; 1986) confirment l'hypothèse d'un lien entre la structure de l'hétérogénéité et l'importance des effets d'échelle dans les argiles. Pour les dépôts où l'argile Champlain est plutôt homogène comme celui de Louiseville, ces auteurs observent des valeurs de K in situ qui correspondent aux valeurs de K au laboratoire. C'est pour les dépôts d'argile hétérogènes ou stratifiés que l'on observe une différence entre le résultat des essais in situ et de laboratoire. Quand l'argile est hétérogène, les essais in situ donnent des valeurs de K qui sont systématiquement plus élevées. C'est le cas des dépôts de Saint-Alban et de Batiscau. Pour ceux-ci, on observe un rapport allant de 3 à 10 entre les valeurs de K déterminées sur le terrain et au laboratoire.

Pour les aquifères, plusieurs auteurs rapportent des relations à peu près linéaires entre le logarithme de K et celui du volume de sol testé par les essais (V) (Dallaire, 2004; Rovey & Cherkauer, 1995; Shulze-Makuch et al., 1999). Ces auteurs décrivent l'influence des effets d'échelle à l'aide d'une relation de type $K = CV^n$, où C est une constante qui dépend du type de matériau et n est un exposant qui prend généralement une valeur allant de 0,1 à 1 (Dallaire, 2004; Niemann & Rovey, 2009; Shulze-Makuch et al., 1999). La valeur de l'exposant n est habituellement plus élevée, plus près de 1, pour les matériaux dont la perméabilité est contrôlée par des fractures. La mise en équation des effets d'échelle à l'aide d'une équation de type $K = CV^n$ n'a pas été rencontrée dans la littérature pour les aquitards.

Contrairement à ce que l'équation $K = CV^n$ suggère, la valeur de K n'augmente pas infiniment avec l'échelle. La valeur de K plafonne lorsque V atteint un certain seuil (souvent de l'ordre de 1000 m³). Ce volume critique dépend du degré d'hétérogénéité. Il est plus élevé pour les matériaux hétérogènes (Shulze-Makuch et al., 1999).

En surface, dans la portion oxydée des dépôts d'argile Champlain, on observe des valeurs de K supérieures par plusieurs ordres de grandeur à la perméabilité de l'argile intacte qui a été présentée dans les paragraphes précédents (Lafleur et al., 1987; O'Shaughnessy & Garga, 1994). On désigne parfois la portion des dépôts qui est fissurée et plus perméable par l'expression zone active en raison de l'activité hydrologique qui y est plus intense (Ruland et al., 1991).

Il est important de reconnaître que l'influence des fissures s'étend parfois hors de la zone où celles-ci sont facilement visibles à l'œil nu. Par exemple, dans la région d'Ottawa, les mesures de K de O'Shaughnessy & Garga (1994) indiquent que la zone active atteint une profondeur de 10 m dans l'argile Champlain. Toutefois, les fissures sont surtout visibles pour des profondeurs inférieures à 3 ou 4 m. Cette observation n'est pas limitée aux argiles Champlain. Keller et al. (1989) ont observé sensiblement la même chose dans les tills peu perméables qui recouvrent une portion importante des plaines de l'ouest du Canada. Dans la région de Sarnia, en Ontario, D'Astous et al. (1989) ont observé que la profondeur de la zone active était supérieure à 4-5 m dans un till argileux.

Les essais de perméabilité au laboratoire ne permettent généralement pas d'identifier la zone active des dépôts peu perméables. Keller et al. (1989) ont noté que les essais de laboratoire sous-estiment systématiquement K par un à trois ordres de grandeur dans les tills peu perméables de

l'ouest du Canada. Ils ont présumé que cette différence était due à la plus faible probabilité d'intercepter une fissure dans un spécimen de laboratoire. La figure 6-16 présente des valeurs de K en fonction de la profondeur pour les 4 sites de la région d'Ottawa étudiés par O'Shaughnessy & Garga (1994). Ces valeurs proviennent d'essais à niveau variable réalisés dans des puits d'observation. On remarque que dans la zone active, les valeurs de K sont beaucoup plus variables que dans la portion intacte du dépôt (profondeur supérieure à 10 m).

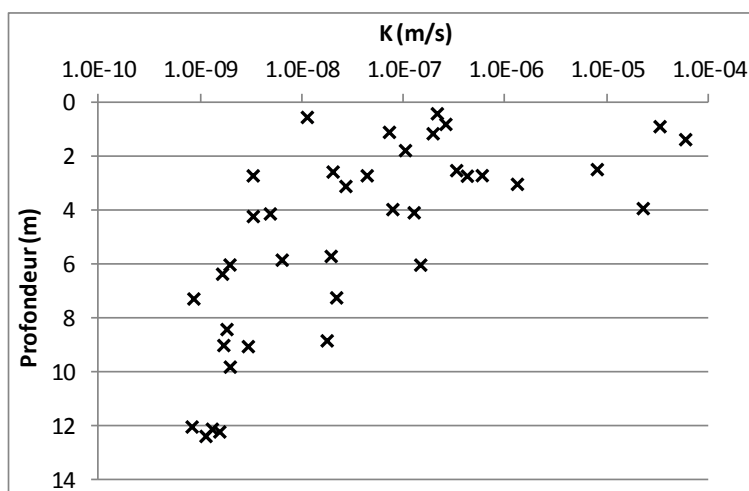


Figure 6-16 : Valeurs in situ de K en fonction de la profondeur pour 4 sites près d'Ottawa. Modifié de O'Shaughnessy & Garga (1994).

Certaines méthodes indirectes ont été développées pour évaluer la profondeur de la zone active et compléter les essais de perméabilité in situ. Ruland et al. (1991) ont suggéré que des variations du niveau d'eau dans un piézomètre qui sont supérieures à 0,5 m indiquent l'interception de la zone active. Dans l'argile intacte, les variations saisonnières du niveau d'eau devraient être fortement amorties et de faible amplitude (Chapuis, 2009b). On peut aussi utiliser la magnitude des gradients hydrauliques verticaux pour évaluer l'épaisseur de la zone active. Les valeurs élevées de K qui sont causées par la présence de fissures devraient être associées à de faibles gradients hydrauliques. Cette technique nécessite toutefois que les piézomètres donnent des valeurs fiables de la charge hydraulique, et que le gradient dans la partie intacte de l'aquitard ne soit pas négligeable. Finalement, on peut aussi utiliser certains traceurs géochimiques pour évaluer la profondeur de la zone active. O'Shaughnessy & Garga (1994) ont par exemple utilisé la

concentration de tritium (^3H), un isotope radioactif de l'hydrogène donc la concentration dans l'atmosphère a fortement augmenté en 1952 avec l'intensification des essais nucléaires. Ce traceur devrait seulement être présent en concentration appréciable dans la zone active des dépôts d'argile Champlain.

Comme les autres argiles marines normalement consolidées, les argiles Champlain sont faiblement anisotropes (boîte *Eastern Canada* sur la figure 6-17). Malgré l'anisotropie de texture qui est généralement visible au microscope à balayage électronique (par exemple, Lapierre et al., 1990 et la figure 6-5), le rapport entre les conductivités hydrauliques horizontale et verticale des argiles Champlain (r_k) est généralement inférieur à 1,2 (Leroueil et al., 1990). Benabdallah (2006) a confirmé la faible anisotropie des argiles de Lachenaie. Lors d'essais à niveau variable en cellules œdométriques. Il n'a pas observé de différence entre les perméabilités verticales et horizontales de l'argile de Lachenaie. Contrairement aux argiles varvées de l'Abitibi, l'anisotropie des argiles Champlain varie très peu lorsque les déformations volumiques sont inférieures à 25%.

La figure 6-17 présente la relation entre l'indice de liquidité ($I_L = (w - w_p)/I_p$) et r_k pour des argiles provenant de différentes localités. On remarque que r_k est près de 1 quand $w > w_L$. Chapuis & Gill (1989) démontrent par ailleurs qu'en remplaçant l'abscisse de la figure 6-17 par un indice de densité qui situe l'indice des vides par rapport à l'optimum du test Proctor modifié, l'anisotropie des sables, des grès et de l'argile suivent la même relation.

Le tableau 6-1 présente un sommaire des valeurs de K disponibles dans la littérature pour les argiles Champlain. Mises à part les mesures de Desaulniers & Cherry (1989), K varie approximativement entre 5×10^{-10} et 5×10^{-9} m/s pour les portions intactes des dépôts d'argile Champlain. Les mesures de Desaulniers & Cherry (1989) sont probablement plus faibles en raison de la technique de mesure qui a été utilisée. On sait que la réalisation d'essais dans des piézomètres poussés en place semblables à ceux qui ont été utilisés par Desaulniers & Cherry (1989) tend à sous-estimer K pour les argiles molles (Leroueil et al., 1988; Tavenas et al., 1986). Tavenas et al. (1986) observent un facteur d'écart allant de 2 à 17 entre les résultats d'essais réalisés dans des piézomètres poussés et avec le perméamètre autoforeur PERMAC. Les résultats de ces auteurs indiquent que l'écart dû au remaniement et au colmatage est plus grand pour un dépôt d'argile Champlain hétérogène comme celui de Saint-Alban au Québec.

Tableau 6-1 : Valeurs de K à e_0 pour les argiles Champlain.

Références	Emplacement, provenance des spécimens	Description des essais	Gammes de valeurs de K (m/s)
Argile intacte			
Benabdallah (2006); GSI Environnement (2001b)	Lachenaie, près des sites 1 à 3 (voir section 6.1)	Essais triaxiaux, Essais à niveau variable en cellule œdométrique	$3,9 \times 10^{-10}$ - $6,3 \times 10^{-9}$
Benabdallah (2006); GSI Environnement (2001b)	Lachenaie, près des sites 1 à 3 (voir section 6.1)	Essais à niveau variable dans des puits d'observation	$6,7 \times 10^{-10}$ - $8,8 \times 10^{-9}$
Diene (1989); Tavenas et al. (1983; 1986; 1990)	Louiseville	Perméamètre autoforeur	$4,9 \times 10^{-10}$ - $1,5 \times 10^{-9}$
O'Shaugnessy & Garga (1994)	Essais réalisés sur 4 sites dans la région d'Ottawa	Essais à niveau variable dans 4 piézomètres	$8,2 \times 10^{-10}$ - $1,4 \times 10^{-9}$
Tavenas et al. (1983)	Plusieurs localités réparties sur l'ensemble du bassin de la mer Champlain	Essais triaxiaux, Essais à niveau variable en cellule œdométrique	5×10^{-10} - 5×10^{-9}
Desaulniers & Cherry (1989)	Varenne	Piézomètres poussés en place	$7,5 \times 10^{-11}$ - $4,9 \times 10^{-10}$
Zone active			
Lafleur et al. (1987)	Saint-Léon-de-Maskinongé	Essais à charge constante avec un système d'obturateurs	1×10^{-8} - 1×10^{-7}
O'Shaugnessy & Garga (1994)	Essais réalisés sur 4 sites dans la région d'Ottawa	Essais à niveau variable dans une série de piézomètres	$1,9 \times 10^{-8}$ - $2,1 \times 10^{-5}$
Desaulniers & Cherry (1989)	Varenne	Essais à charge constante avec un système d'obturateurs	$4,8 \times 10^{-9}$ - $1,4 \times 10^{-8}$

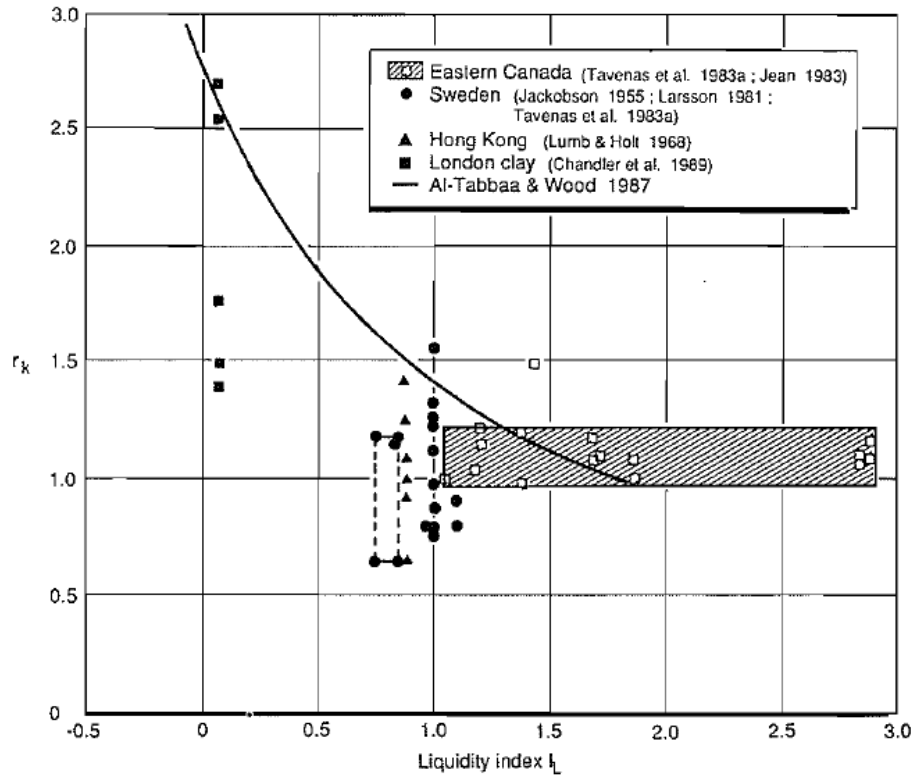


Figure 6-17 : Anisotropie de perméabilité en fonction de l'indice de liquidité.
D'après Leroueil et al. (1990).

6.5.2 Prédiction de la conductivité hydraulique

Plusieurs formules permettent de prédire K pour les argiles Champlain. La plupart s'appliquent aux matériaux plastiques en général, pas seulement aux argiles Champlain.

Chapuis & Aubertin (2003) ont proposé une équation basée sur le modèle de Kozeny-Carman (équation 2.43) :

$$K = 10^A \frac{e^3}{D_R^2 S^2 (1 + e)} \quad (6.5)$$

Cette équation est une application de la loi de Poiseuille qui décrit la relation entre perte de charge et débit dans un tube capillaire. Le facteur 10^A remplace la constante $Cg/\mu_w \rho_w$ de l'équation 2.43. Il tient compte de la tortuosité et de la forme du réseau de pores, et des propriétés du perméant.

Chapuis & Aubertin (2003) ont suggéré l'utilisation de $A = 0,5$. Ils ont noté que la gamme de valeurs de C proposée par Carman (1939) implique des valeurs de A allant de 0,29 à 0,51. Chapuis & Aubertin (2003) ont suggéré de calculer la valeur de S en se basant sur w_L et l'équation suivante :

$$S = \frac{1}{1,3513 / w_L - 0,0089} \quad (6.6)$$

où w_L est exprimée en pourcentage et la valeur de S est donnée en m^2/g . L'équation 6.6 est en partie basée sur des mesures de S provenant du bassin de la mer Champlain (Locat et al., 1984), mais elle incorpore aussi des résultats pour des argiles provenant d'autres localités. Le lien entre w_L et S est souvent rapporté dans la littérature et d'autres relations du même type sont disponibles (Farrar & Coleman, 1967; Mbonimpa et al., 2002). La figure 6-18 compare les formules de ces deux collectifs d'auteurs, la formule de Chapuis & Aubertin (2003), et les mesures de S pour huit localités différentes du bassin de la mer Champlain (Locat et al., 1984; Locat et al., 1990). On remarque que ces relations sont à peu près équivalentes pour la gamme de valeurs de w_L rencontrée pour les argiles Champlain. De plus, elles reproduisent approximativement les mesures de S pour le bassin de la mer Champlain.

Mbonimpa et al. (2002) ont développé une autre méthode basée sur celle de Kozeny-Carman, pour prédire la conductivité hydraulique de l'argile en fonction de e et de w_L :

$$K = 5,6 \frac{g}{\mu_w} \frac{e^{3+n}}{(e+1)} \frac{1}{D_R^2 w_L^3} \quad (6.7)$$

où le coefficient n qui vient modifier l'exposant est fonction de w_L :

$$n = 7,7 w_L^{-0,15} - 3 \quad (6.8)$$

La valeur de n tend vers 0 lorsque w_L est élevée. En se basant sur l'équation 6.8 et la gamme de valeurs de w_L rencontrée pour les argiles Champlain, l'exposant $(3 + n)$ devrait varier entre 4,1 et 4,6. D'après les figures 6 et 9 de Mbonimpa et al. (2002), leur méthode s'applique aux matériaux ayant une limite de liquidité entre 30 et 120 %, et une valeur de K entre 1×10^{-12} et 1×10^{-8} m/s.

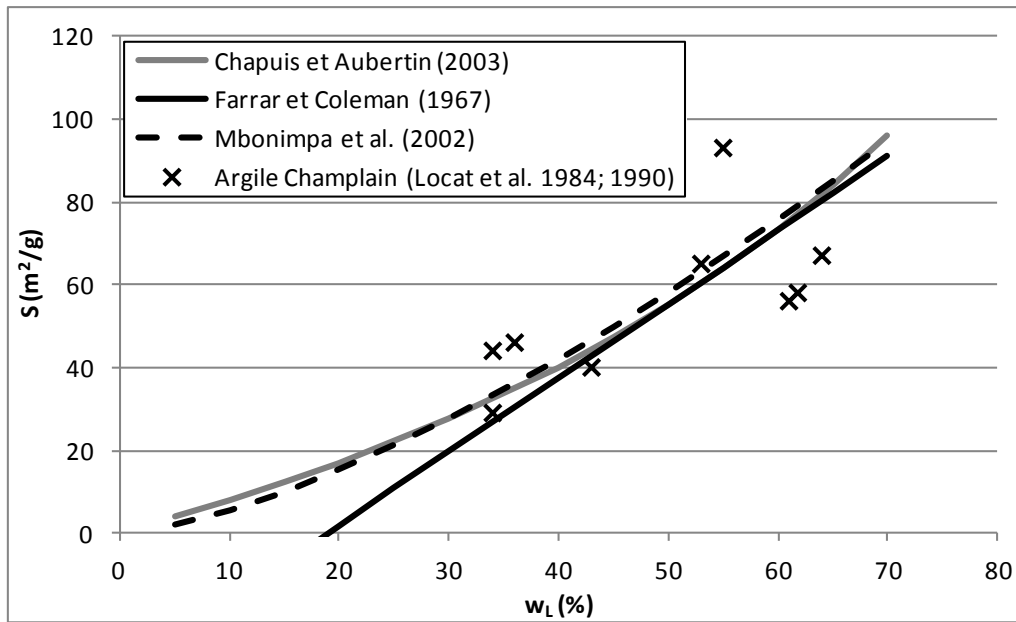


Figure 6-18 : Surface spécifique des argiles Champlain et corrélations avec w_L .

Spécifiquement pour les argiles Champlain, à la manière de Taylor (1948), Tavenas et al. (1983b) ont rapporté une relation linéaire entre $\log(K)$ et e . Ils ont suggéré d'utiliser l'équation 6.9 pour décrire la relation entre K et e pour des déformations volumiques inférieures à 20 % :

$$\log K = \log K_0 - \frac{e_0 - e}{C_K} \quad (6.9)$$

où e_0 et K_0 sont respectivement l'indice des vides naturel et la perméabilité qui correspond à cet indice des vides. C_K est une constante. Selon Tavenas et al. (1983b), la constante C_K est approximativement égale à $0,5e_0$ pour les argiles sensibles. Leroueil et al. (1992) ont démontré que cette relation entre C_K et e s'applique aussi à certaines argiles moins sensibles, notamment celles du site expérimental de Bothkennar en Écosse (Hight et al., 1992).

Tavenas et al. (1983b) notent que la position des relations entre $\log(K)$ et e , c'est-à-dire les valeurs de e_0 et K_0 , est fonction de la somme de l' I_p et de la portion de la granulométrie $< 2\mu\text{m}$ (CF). Plus cette somme est élevée, plus K est faible pour une valeur de e donnée. Tavenas et al. (1983b) n'ont toutefois pas proposé de méthode de prédiction à partir de l'équation 6.9. Celle-ci est plutôt utilisée pour décrire a posteriori les valeurs expérimentales de $\log(K)$ et e .

6.5.3 Variabilité des mesures de conductivité hydraulique

Lorsqu'on fait plusieurs essais de perméabilité dans un matériau relativement homogène comme le dépôt d'argile de Lachenaie, on s'attend généralement à obtenir une distribution log-normale de K (De Marsily et al., 2005; Freeze, 1975; Hoeksema & Kitanidis, 1985; Sudicky, 1986). Déjà en 1975, Freeze affirmait que *«there is now a large body of direct evidence to support the statement that the probability density function for hydraulic conductivity is log normal»*. Aujourd'hui, ce type de distribution est couramment utilisé pour la simulation stochastique des écoulements, une famille de modèles numériques où les propriétés du milieu poreux sont choisies à partir de distributions statistiques (voir par exemple Fala, 2008).

En plus de permettre la modélisation stochastique des écoulements, la détermination des distributions statistiques de K permet aussi d'évaluer de manière théorique la dispersivité hydrodynamique d'un milieu poreux (Sudicky, 1986). Essentiellement, plus le matériau est hétérogène, plus la dispersivité est grande. Pour les sites expérimentaux de Lachenaie, la caractérisation de la variabilité de la conductivité hydraulique est donc particulièrement intéressante, car elle peut en théorie être utilisée pour évaluer certains paramètres nécessaires à la modélisation de la migration de l'eau salée depuis l'épisode de la mer Champlain.

On ne dispose pas d'exemples de caractérisations expérimentales des distributions statistiques de K pour les argiles Champlain. On peut d'ailleurs étendre cette observation à l'ensemble des géomatériaux. Les programmes expérimentaux permettant de définir de manière détaillée les distributions statistiques des valeurs de K sont évidemment très coûteux (Sudicky, 1986).

Pour les géomatériaux naturels (sols et roc), on utilise généralement une distribution log-normale à deux paramètres pour modéliser les variations de K . La figure 6-19 présente des exemples de représentations graphiques de ce type de distribution pour les essais de Benabdallah (2006) dans la partie supérieure du dépôt d'argile de Lachenaie (profondeur inférieure à 6,10 m). La figure 6-19a présente la fréquence cumulative en fonction de $\log(K_i)$.

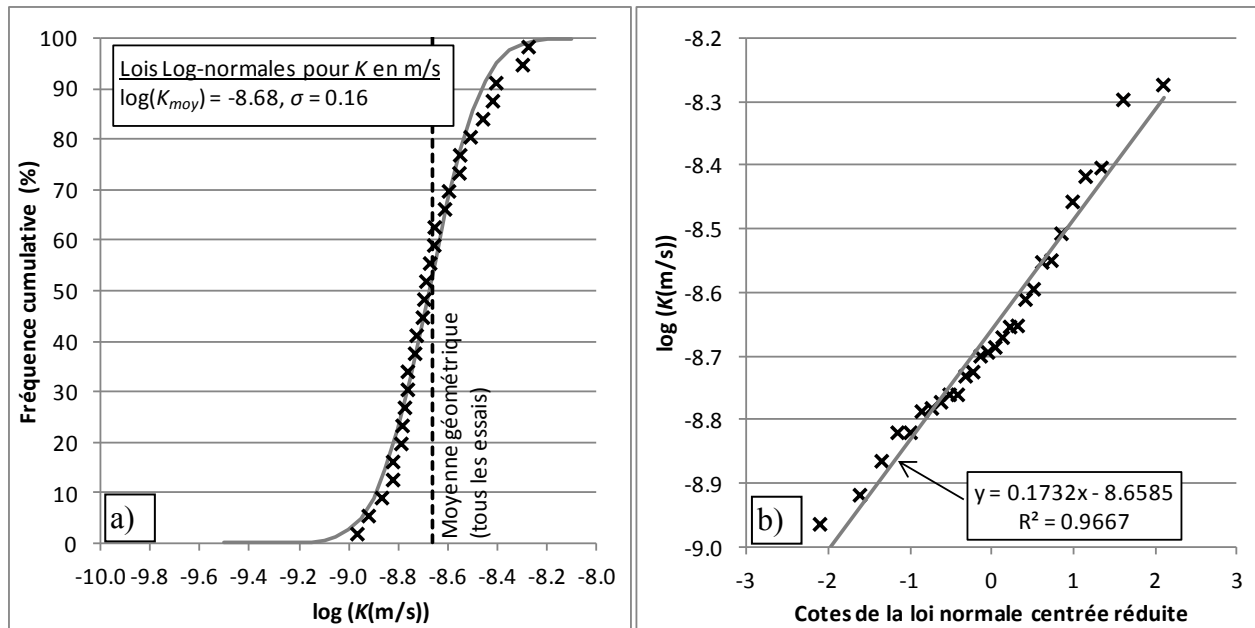


Figure 6-19 : Exemples de représentations graphiques d'une distribution log-normale de K .

Données de Benabdallah (2006) pour une température de référence de 20°C et une log-variance en base 10.

En termes simples, pour qu'une distribution soit log-normale, le logarithme de la variable à l'étude doit être distribué selon une loi normale. La fonction de répartition $F(K)$ d'une telle variable est donnée par l'équation 6.10 :

$$F(K) = \frac{1}{\sigma_K \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^K \exp \left(-0,5 \left(\frac{\ln(x) - \ln(K_{\text{moy}})}{\sigma_K} \right)^2 \right) dx \quad (6.10)$$

où x est une variable d'intégration, K_{moy} est la moyenne géométrique de la distribution et σ_K est sa log-variance en base e . La fonction de répartition donne la probabilité que K soit inférieure à x . Les résultats de cette intégrale qui doit être évaluée numériquement sont disponibles, entre autres, par le biais des fonctions LOI.NORMALE et LOI.LOGNORMALE sur Excel.

Plusieurs méthodes permettent d'obtenir les paramètres d'une loi log-normale à partir d'une série de n valeurs K_i triées en ordre croissant. Ces paramètres peuvent tout d'abord être obtenus en minimisant la somme des carrés de $(F_i - F(K_i))$, la différence entre les fréquences théoriques et expérimentales. C'est cette méthode qui a été appliquée à la figure 6-19a. Les fréquences

théorique proviennent de l'équation 6.10. Les fréquences cumulatives des données expérimentales sont calculées avec l'équation 6.11 (Hines et al., 2005).

$$F_i = \frac{i - 0,5}{n} \quad (6.11)$$

Dans l'équation 6.11, i est le rang de la valeur K_i .

Une deuxième méthode consiste à utiliser un graphique de probabilité normal (figure 6-19b). Pour l'obtenir, on trace les valeurs de $\log(K_i)$ en fonction des cotes de la loi normale centrée réduite qui correspondent aux fréquences expérimentales cumulatives F_i . Avec Excel, on obtient ces cotes à l'aide de la fonction LOI.NORMALE.INVERSE en posant une moyenne de 0 et un écart-type de 1. L'ordonnée à l'origine du graphique de probabilité donne $\log(K_{\text{moy}})$ alors que la pente donne σ_K . La méthode du graphique de probabilité peut aussi être utilisée pour tester l'hypothèse d'une distribution statistique log-normale en utilisant le coefficient de régression (Filliben, 1975).

Finalement, on peut aussi estimer K_{moy} avec la moyenne géométrique des valeurs de K et σ_K avec l'écart-type de leur logarithme en base 10 ou en base e .

Tel que mentionné précédemment, on ne dispose pas de distributions statistiques de K pour l'argile Champlain. Des distributions statistiques de K sont toutefois disponibles pour un autre matériau peu perméable, l'argile compactée qui est utilisée pour la construction des écrans d'étanchéité. Les distributions de K pour ce matériau sont utilisées, par exemple, pour établir le nombre de mesures de K ou d'échantillons à prendre dans le cadre d'un programmes de contrôle de la qualité (Benson et al., 1994). Des lois log-normales à deux ou trois paramètres sont utilisées pour décrire les distributions de K . Le troisième paramètre permet de spécifier une conductivité hydraulique minimum (Zhai & Benson, 2006). La log-variance des mesures de K pour les écrans d'étanchéité varie fortement. Pour 45 études de cas, Zhai & Benson (2006) rapporte des valeurs de σ_K allant de 0,1 à 1,2 cycle logarithmique pour des distributions log-normales à trois paramètres. Cette gamme de valeurs n'est bien sûr pas directement applicable aux argiles Champlain, car la nature de leurs hétérogénéités est différente. Dans l'argile compactée, c'est surtout la présence de mottes d'argile formées lors du compactage qui contrôle K (Chapuis, 2002; Mitchell et al., 1965). Dans l'argile intacte, différents types d'hétérogénéités peuvent être rencontrés (lentilles de sable, fissures, horizons plus silteux, etc.).

Du côté des matériaux naturels, on dispose d'un certain nombre de distributions statistiques pour des matériaux plus perméables que l'argile Champlain (Freeze, 1975; Hoeksema & Kitanidis, 1985; Sudicky, 1986). Pour une série de 17 matériaux dont la moyenne géométrique de K varie entre 10^{-4} et 10^{-8} m/s, Freeze (1975) rapporte des valeurs de σ_K allant de 0,2 à 1,6 cycles logarithmiques. Pour des mesures de K suffisamment espacées afin qu'elles ne soient pas corrélées, Sudicky (1986) obtient une valeur de σ_K de 0,16 cycle logarithmique pour l'aquifère de sable de la base militaire de Borden en Ontario. Il est intéressant de constater que la log-variance du dépôt d'argile Champlain telle que calculée à partir des résultats de Benabdallah (2006) (figure 6-19) correspond au minimum des gammes de valeurs de σ_K rapportées dans la littérature, aussi bien pour les matériaux naturels que pour l'argile compactée.

Dans la discussion précédente, on suppose que les mesures de K ne sont pas corrélées, qu'elles sont indépendantes. En réalité, ce n'est pas toujours le cas. Une série de mesures de K rapprochées dans l'espace produiront un écart-type plus faible que des mesures éloignées et non corrélées. On doit alors décrire la continuité spatiale de K à l'aide de méthodes géostatistiques. Pour l'analyse statistique des valeurs de K obtenues dans cette thèse, on supposera en première approximation que les mesures de K sont suffisamment espacées pour être indépendantes.

CHAPITRE 7 CARACTÉRISATION DE L'ARGILE : MÉTHODOLOGIE

Comme cette thèse fait partie d'une série de projets portant sur différents problèmes mécaniques, hydrauliques et géochimiques en lien avec l'argile de Lachenaie (Benabdallah, 2010; Berner, 2008; Claveau-Mallet, 2008; Perez, 2012; Réginensi, 2009), une caractérisation très détaillée a pu être réalisée depuis le début du projet à l'automne 2006. Dans ce chapitre, on rapporte certains détails importants de la méthodologie qui a mené à cette caractérisation. Les résultats de la caractérisation seront présentés en détail aux chapitres 8 et 9.

On donne tout d'abord une description des installations et de la méthodologie qui ont été utilisées pour les différentes étapes du programme expérimental. La méthodologie est présentée de manière à permettre d'évaluer la portée des résultats et pour faciliter leur reproduction. On met l'accent sur les particularités du projet, sur le déroulement des essais de perméabilité et sur les améliorations qui ont été apportées aux différents protocoles expérimentaux. La standardisation et l'amélioration des protocoles pour la réalisation des essais de perméabilité in situ font d'ailleurs partie des objectifs de cette thèse.

7.1 Installation des puits d'observation et échantillonnage de l'argile

Les puits d'observation ont été installés lors de trois campagnes annuelles. Les puits d'observation des sites 1 à 3, 4 à 6 et 7 à 9 ont respectivement été installés au cours des automnes 2006, 2007 et 2008 (figure 7-1). Chaque site comporte trois puits d'observations distants de quelques mètres (figure 7-2). Pour tous les sites excepté le site 8, deux puits d'observation ont été installés dans l'argile, un dans le bas dans la couche (puits AB) et un autre dans le haut (puits AH). Un troisième puits d'observation a été installé dans le roc (puits R). Pour le site 8, la couche d'argile a été instrumentée à l'aide d'un seul puits d'observation (8AC) dont le massif filtrant a été placé au centre de la couche d'argile, le dépôt étant plus mince à cet endroit. Pour les autres sites, les puits d'observation AB et AH sont installés au tiers inférieur et supérieur de l'épaisseur totale de la couche d'argile.

Tous les puits d'observation ont été installés dans l'argile en suivant la même procédure (figure 7-3). Cette procédure est semblable à celle qui est proposée dans la norme ASTM D5092. Un tubage HW dont le diamètre extérieur est de 114 mm (Hydro-Québec, 2007) est progressivement enfoncé par rotation, en utilisant une méthode couramment employée dans l'argile Champlain : le forage par curage à l'eau (*wash boring*) (Canadian Geotechnical Society, 2006). Avec cette méthode, l'intérieur du tubage est nettoyé lors de son foncement à l'aide d'un tricône dont les jets d'eau sont dirigés vers les côtés et vers le haut. Normalement, il est préférable de battre le tubage pour l'enfoncer. Pour la réalisation des essais de perméabilité en bout de tubage, on sait que les tubages enfoncés par rotation mènent à des valeurs de K qui sont surestimées par deux ordres de grandeur ou plus (Chapuis et al., 2001). Dans l'argile Champlain, la rotation du tubage facilite grandement son retrait lors de l'installation du puits d'observation. On s'en remet alors à la bentonite et au mélange ciment-bentonite pour assurer le scellement des puits d'observation.

Quand le bas du tubage atteint approximativement l'élévation choisie pour le sommet du massif filtrant, un échantillon est prélevé avec un carottier Shelby dont les diamètres intérieur et extérieur sont respectivement de 73 et 76 mm. La longueur des tubes utilisés lors de l'installation des puits d'observation dans l'argile est de 914 mm. Après le retrait du tube, une crépine de 42 mm de diamètre extérieur et de 530 mm de longueur, munie de fentes de 0,25 mm (figure 7-4a), est descendue à l'intérieur de l'espace laissé par le tube Shelby. La crépine est reliée par un joint à un tube de PVC dont le diamètre intérieur est de 52,5 mm. Les sections du tube de PVC sont vissées.

Après avoir centré le tube de PVC et la crépine, on ajoute le sable "000" (figure 7-4b). La figure 7-5 compare la granulométrie du sable filtrant à un fuseau représentant l'ensemble des granulométries obtenues pour l'argile de Lachenaie. On remarque que le d_{15} du sable "000" est inférieur à 0,2 mm, le critère de filtration pour un sol en contact avec l'argile Champlain (Chapuis, 1995). On note aussi que le coefficient d'uniformité ($C_u = d_{60}/d_{10}$) est suffisamment faible (de l'ordre de 1,5) pour éviter la stratification du massif filtrant pendant son installation.

La perméabilité du sable "000" est très grande par rapport à celle de l'argile. Avec la formule de prédiction simplifiée de Hazen (1911), $K(\text{m/s}) = 0,01 d_{10}(\text{mm})^2$, on obtient une conductivité hydraulique de $2,6 \times 10^{-4}$ m/s pour le massif filtrant. Rappelons que la perméabilité de l'argile à l'état intact est de l'ordre de 1×10^{-9} m/s. Pour obtenir des valeurs réalistes de K , les pertes de

charge dans le massif filtrant doivent être négligeables (Chapuis et al., 1990; Baptiste, 2011). Autrement, on sous-estime K .

Avec les essais de perméabilité in situ, il a été démontré qu'un remaniement important de l'argile mène à des valeurs de K qui sont systématiquement sous-estimées en raison des effets pariétaux (Leroueil et al., 1992). Par exemple, pour le dépôt d'argile de Berthierville, les essais en piézomètres foncés de Leroueil et al. (1988) ont donné des valeurs de K approximativement deux fois plus faibles que celles qui ont été obtenues avec un perméamètre autoforeur qui minimise le remaniement. Cette zone d'argile remaniée a été caractérisée de manière détaillée par Lefebvre et al. (1981) en échantillonnant l'argile autour de piézomètres foncés. Les essais au cône suédois de ces auteurs ont permis d'identifier une zone de 4 à 8 cm d'épaisseur où le c_u est presque quatre fois plus faible après le fonçage du piézomètre. À la figure 7-3, on remarque que le massif filtrant est en contact direct avec la paroi découpée par le tube à paroi mince. Le découpage de la cavité avec un tube paroi mince minimise le remaniement par rapport à la rotation du tubage HW. On évite alors de sous-estimer K .

Après l'ajout du sable dans le forage, on débute le retrait du tubage. La longueur de la zone de sol filtre varie entre 660 et 1372 mm pour l'ensemble des puits d'observation installés dans l'argile. Par conséquent, une partie de la zone de sol filtre est mise en place au-dessus de l'espace laissé par le tube Shelby (figure 7-3). Cette portion du massif filtrant a un diamètre de 114 mm. Elle permet de laisser un espace pour que le sable puisse atteindre la cavité laissée par le tube à paroi mince sans que le scellement de bentonite soit en contact avec les fentes de la crépine. En utilisant le diamètre pondéré qui été introduit à la section 5.1 pour la modélisation des essais de perméabilité, on obtient des rapports L/D allant de 8,4 à 14,4.

Lorsque le niveau supérieur de la lanterne est atteint, on met en place un bouchon de bentonite. Une bentonite granulaire en boulettes d'environ 1 cm a été utilisée. Le bouchon de bentonite a une longueur comprise entre 1,9 et 3,6 m. Au-dessus, on remplit progressivement le trou laissé par le tubage avec un mélange de ciment et de bentonite (1 part de bentonite pour 2 parts de ciment).

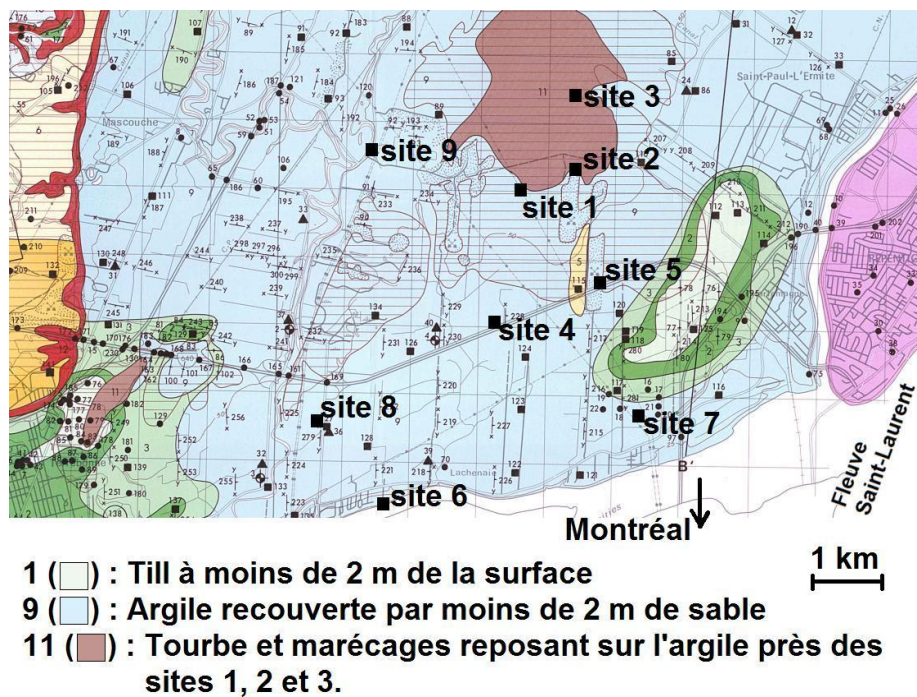


Figure 7-1 : Emplacement des sites utilisés pour la partie expérimentale du projet.
 Les 9 sites étudiés sont superposés sur la carte géotechnique de Dion (1978).



Figure 7-2 : L'auteur et les trois puits d'observation du site 4 (4AH, 4AB, 4R).

Pour les forages complétés jusqu'au roc (puits d'observation R), l'installation de chaque section de tubage a été précédée d'un échantillonnage. Comme pour les lanternes des puits d'observation, les échantillons ont été prélevés avec des carottiers Shelby de 73 mm de diamètre intérieur. Des tubes de 914 et 1524 mm de longueur ont été utilisés. Les échantillons sont séparés d'un intervalle d'environ 5 cm. La couche d'argile est donc pratiquement échantillonnée en continu. Pour procéder à l'extraction de l'argile non remaniée, les tubes de 1524 mm ont dû être coupés en deux.

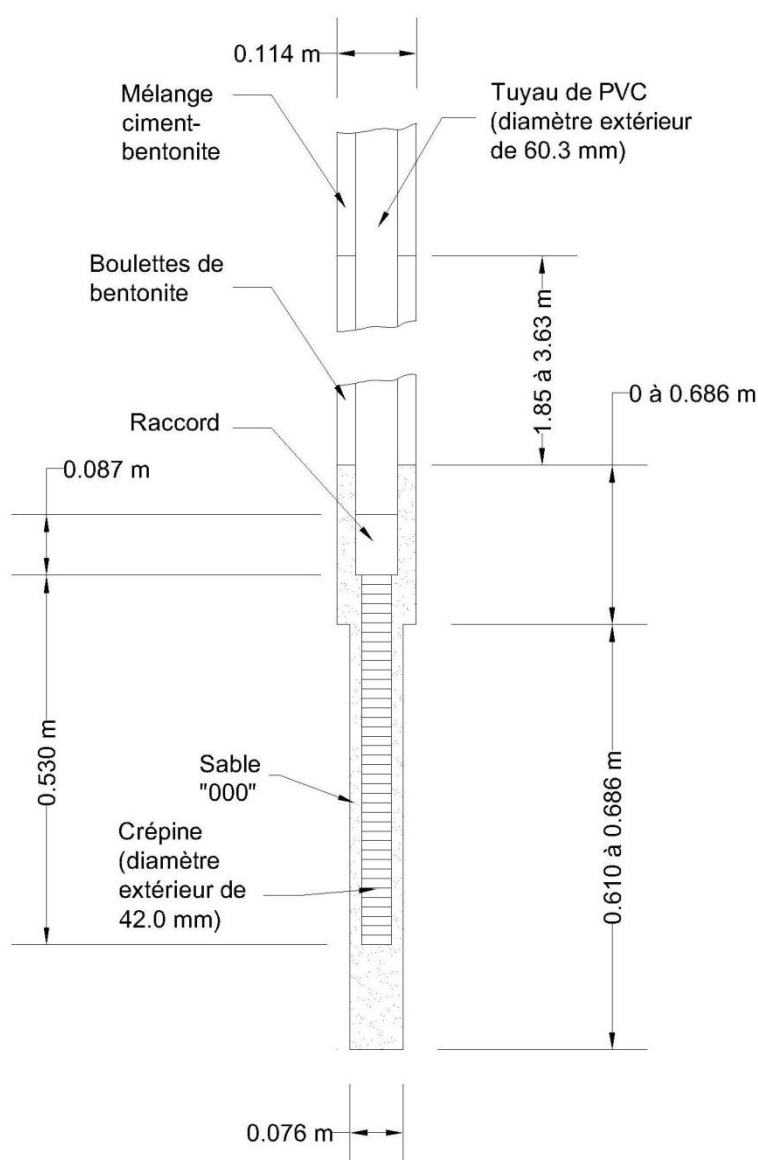


Figure 7-3 : Vue schématique d'un puits d'observation installé dans l'argile.

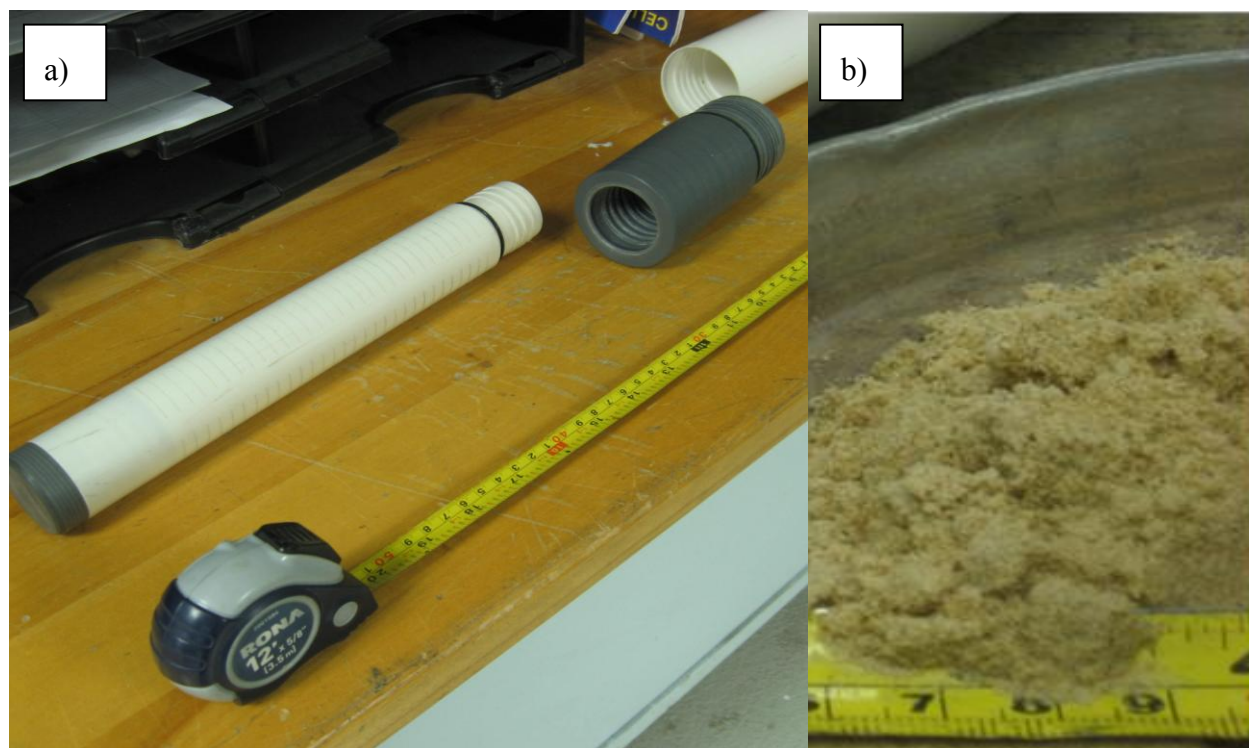


Figure 7-4 : Composantes des puits d'observation installés dans l'argile.

a) crépine et raccord au tuyau de PVC de 52.5 mm (la crépine présentée sur la figure est un peu plus courte que celles qui ont été utilisées à Lachenaie); b) sable filtre "000".

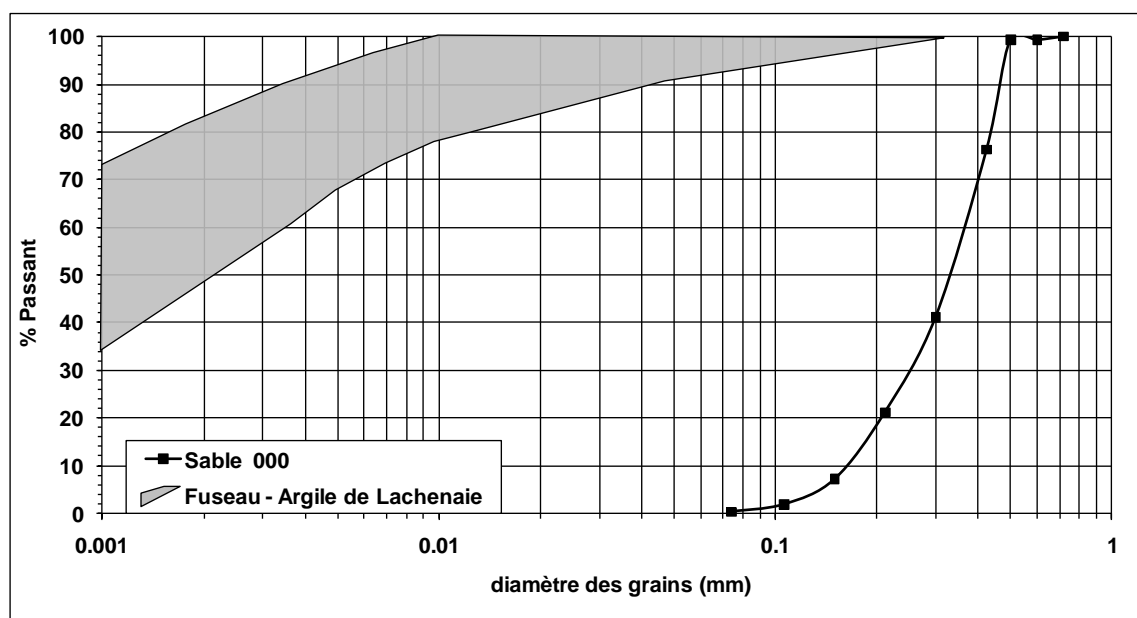


Figure 7-5 : Granulométrie du sable "000" et de l'argile de Lachenaie.

7.2 Méthodologie pour la caractérisation de l'argile au laboratoire

Les sections suivantes décrivent la méthodologie qui a été utilisée pour caractériser l'argile au laboratoire. La caractérisation a été réalisée avec les échantillons qui ont été prélevés avec les tubes à paroi mince lors de l'installation des puits d'observation.

7.2.1 Propriétés générales

Pour la plupart des essais, les protocoles suivent le plus fidèlement possible les normes canadiennes (CAN/BNQ), ou américaines (ASTM) applicables. Les normes ou références pour la méthodologie de chaque essai sont données au tableau 7-1.

Pour certains essais, de nouveaux protocoles ont dû être développés. C'est le cas de l'extraction et de l'analyse de l'eau interstitielle, la pièce maîtresse du volet géochimique du projet (Benabdallah, 2010; Réginensi, 2009).

Un protocole simple a aussi été développé pour faire le décompte des foraminifères dans l'argile. Ce décompte a été fait en inspectant au microscope (grossissement de 40X) la fraction de la granulométrie qui est retenue sur le tamis de 80 μm . Le nombre de foraminifères observés a ensuite été rapporté sur 100 g d'argile sèche en utilisant la teneur en eau et la masse humide totale de l'argile lavée au tamis de 80 μm .

D'autres protocoles ont été modifiés de manière à évaluer des paramètres supplémentaires. Par exemple, lors des essais au cône suédois, on a noté le temps écoulé entre la mise en place de l'argile remaniée dans le contenant de métal et les pénétrations, de manière à quantifier la thixotropie, le gain progressif de résistance au cisaillement après remaniement lorsque la teneur en eau est constante (Claveau-Mallet et al. 2010; 2012).

Le protocole des essais œdométriques et des essais de perméabilité en cellule triaxiale a aussi subi certaines modifications. Bien que l'exécution de ces deux essais soit basée sur des normes ASTM, on leur consacra les deux sections suivantes, vu leur importance particulière dans cette thèse.

Les diffractions aux rayons X (DRX) qui ont permis de caractériser la minéralogie de l'argile et du shale ont été réalisées par l'Unité de recherche et de service en technologie minérale (URSTM) à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT).

Tableau 7-1 : Références pour la méthodologie des essais de la phase de caractérisation.

Tests	Normes ou références
Densité des solides (G_s , pycnomètre)	ASTM D854
Extraction d'eau interstitielle, analyse chimique (éléments majeurs et isotopes de C, O et H)	Benabdallah et al. (2008); Benabdallah (2010) Réginski (2009)
Essais de perméabilité en cellule triaxiale	ASTM D5084
Essais œdométriques	ASTM D2435
Teneur en matière organique	Réginski (2009)
Granulométrie (sédimentométrie)	ASTM D422
S_t (cône suédois)	CAN/BNQ 2501-110 Claveau-Mallet et al. (2010; 2012)
w_L et w_p	CAN/BNQ 2501-092 et CAN/BNQ 2501-090 Claveau-Mallet et al. (2010; 2012)

7.2.2 Essais œdométriques

L'objectif principal des essais œdométriques est de déterminer la relation contrainte-déformation, le module m_v applicable aux contraintes in situ, la valeur de σ'_p et la relation entre K et e .

Les essais ont été réalisés avec 5 appareils de marque Controls (modèle T302). Un des appareils qui a été utilisé est présenté à la figure 3-2a. Une vue schématique du montage de l'œdomètre est présentée à la figure 7-6. Les charges sont appliquées par le biais d'un bras de levier. Les anneaux qui contiennent les spécimens ont un diamètre de 63,5 mm et une hauteur de 20,0 mm.

Les déplacements ont été mesurés avec des capteurs LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) de marque Solartron (modèle VS/10/GB) programmés avec le logiciel Labview. Pour améliorer la précision des mesures, chaque position verticale utilisée dans le calcul du tassement provient de la moyenne de 50 mesures prises en 0,5 s. La figure 7-7 montre la différence entre le signal brut du LVDT et le signal après l'application d'une moyenne sur un plus grand échantillon (réduction du signal). Pour obtenir cette figure, le LVDT a été posé sur une surface stable et des mesures ont été prises pendant 8 secondes. L'axe des ordonnées présente la différence entre les positions données par le programme et la moyenne des positions enregistrées pendant l'intervalle de 8 s. On remarque que la précision des mesures passe de 10 à 1 μm en réduisant le signal. L'utilisation d'une moyenne permet alors de respecter la norme ASTM D2435 qui demande une résolution de 2,5 μm sur les mesures de la position pour l'essai œdométrique.

Pour calculer le tassement, on doit appliquer une correction à la différence entre les positions initiale et finale données par le LVDT. Cette correction permet de tenir compte des différences de position dues à la déformation des pierres poreuses, des papiers filtres et de l'appareil. Ce déplacement doit être exclu du calcul du tassement. Pour chaque appareil, les corrections sont établies en mesurant les déplacements après avoir remplacé le spécimen par un disque d'acier inoxydable de même taille.

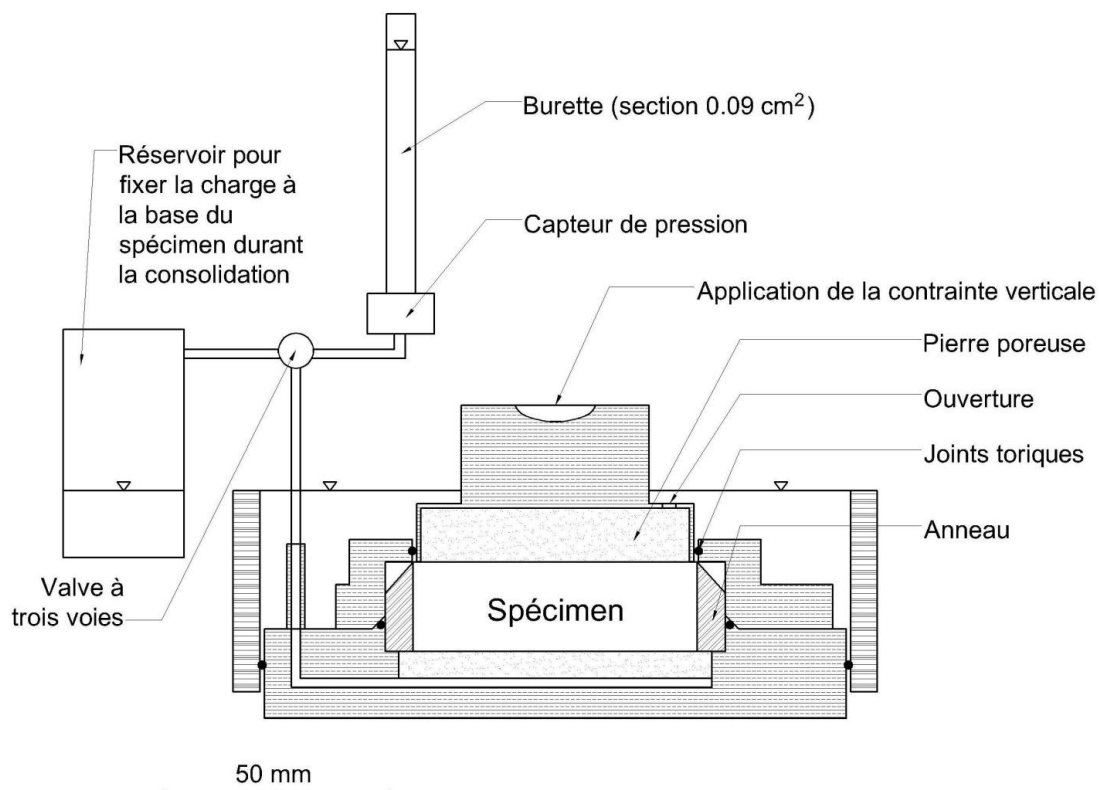


Figure 7-6 : Schéma du montage utilisé lors des essais de perméabilité sur œdomètre.

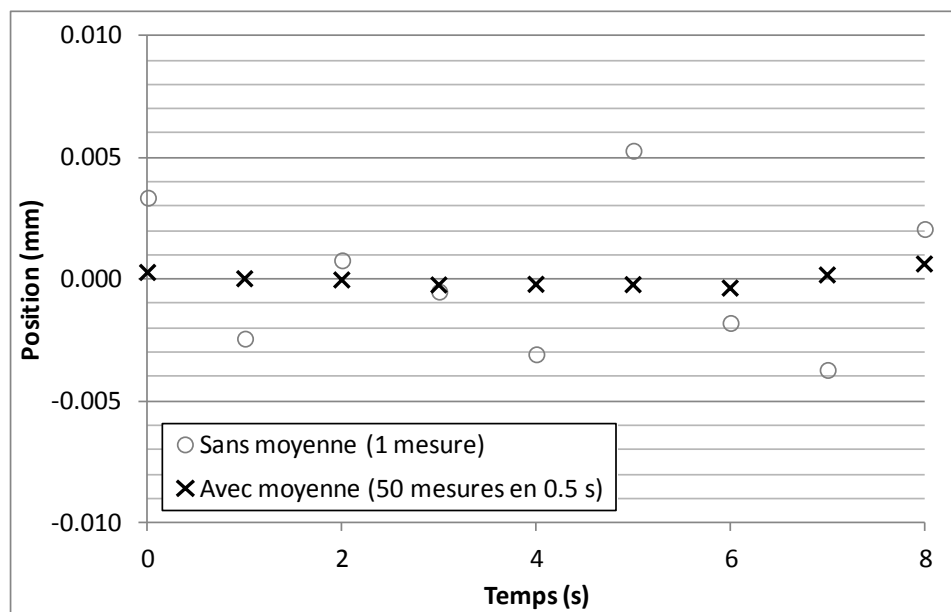


Figure 7-7 : Moyenne d'un grand échantillon pour mesurer le tassement avec les LVDT.

Pendant la première minute de chaque palier, les mesures du déplacement sont prises toutes les 5 s. Pour $t > 60$ s, les temps utilisés pour la prise de mesures sont spécifiés par l'équation 7.1. Au total, 60 mesures de position sont prises pendant un palier de 24 heures.

$$t = 60(1,16734)^{(N-13)} \quad (7.1)$$

Dans l'équation 7.1, N représente le numéro de la mesure dans la séquence. La mesure 1 est prise 15 secondes avant le chargement.

Pour la plupart des essais, la contrainte verticale a progressivement été augmentée jusqu'à 1600 kPa. Pour chaque palier, on a appliqué une augmentation de la charge qui correspond approximativement à 50% de la valeur de σ'_v pour le palier précédent. Les charges ont été maintenues 24 heures, sauf pour les premiers paliers de chargement ($\sigma'_v < 30$ kPa). Pour ceux-ci, la déformation de l'argile est très faible (de l'ordre de quelques dizaines de microns) et relativement rapide. On passe donc au palier suivant dès que les positions données par les LVDT se stabilisent. En incluant les essais de perméabilité à niveau variable entre les paliers de chargement, un essai complet (chargement et déchargement) dure environ 1 mois.

Pour chaque essai, on a tracé les courbes contrainte-déformation sur des échelles semi-logarithmiques (méthode classique) et arithmétiques (méthode de Janbu). Les valeurs de e ont été calculées à partir de la masse des solides (pesée à la fin de l'essai) et l'épaisseur du spécimen. Les valeurs de σ'_p ont été calculées avec la méthode de Casagrande.

Deux méthodes ont été utilisées pour calculer la rigidité de l'argile pour l'état de contrainte in situ.

Tout d'abord, pour chaque palier de chargement, une valeur de m_v a été calculée à partir de la pente locale de la relation ε_z versus σ'_z ($\Delta\varepsilon_z/\Delta\sigma'_z$). Ces valeurs de m_v ont été assignées aux contraintes moyennes de chaque palier (σ'_{zm}). La relation entre σ'_{zm} et m_v ainsi obtenue a été utilisée pour interpoler la valeur de m_v aux contraintes in situ (σ'_{z0}). Pour les échantillons prélevés lors de l'installation des puits d'observation au roc, la valeur de σ'_{z0} a été calculée en utilisant le poids volumique de chaque spécimen pour calculer la contrainte totale, et en supposant une distribution hydrostatique des pressions correspondant à une nappe à 1 m de la surface. Pour les échantillons prélevés lors de l'installation des forages AB et AH, on a utilisé la pression interstitielle donnée par le niveau d'eau moyen de chaque puits d'observation, et la contrainte totale a été calculée en utilisant le poids volumique moyen pour chaque site.

Pour la deuxième méthode, on a calculé la pente moyenne de la relation ε_z versus σ'_z pour des contraintes verticales inférieures à environ 250 kPa. La limite supérieure de 250 kPa a été choisie car elle est inférieure à σ'_p , mais supérieure à σ'_{z0} pour presque tous les échantillons testés.

Pour chaque spécimen, on a réalisé 5 essais de perméabilité à niveau variable entre les paliers de chargement. Les charges aval et amont sont respectivement données par l'élévation de l'eau dans le bol et dans la burette (figure 7-6). Notons que le bon déroulement de l'essai implique l'absence d'écoulements préférentiels au contact entre l'anneau et le spécimen.

Pour la plupart des spécimens, les essais de perméabilité ont été lancés après les chargements qui correspondent à $\sigma'_z = 34, 204, 544, 1090$ et 1630 kPa. Une différence de charge (H) entre le bol et la burette d'environ 60 cm a été appliquée au début des essais. Pour une épaisseur d'environ 2 cm, cette valeur de H est associée à un gradient hydraulique de 30. Pour chaque appareil, la charge aval a été mesurée avec un capteur de pression Omega (modèle PX181B) qui a été calibré à cet effet. Leur précision sur la hauteur d'eau est d'environ 1 cm.

Pendant les essais de perméabilité, le tassement du spécimen est empêché par un support sur lequel vient s'appuyer le bras de levier. On doit cependant noter que la déformation du spécimen au cours de l'essai de perméabilité a deux composantes. La première composante provient du tassement secondaire causé par le palier de chargement précédent. C'est la composante qui est visée par le support. Une deuxième composante est causée par l'augmentation des pressions interstitielles dans le spécimen. Cette composante induit un gonflement du spécimen qui n'est pas contrôlé par le support. Pour évaluer l'importance de ce gonflement, on l'a mesuré à l'aide d'un comparateur lors des essais de perméabilité pour deux spécimens.

Pour tous les essais œdométriques, on a fait circuler de l'eau désaérée dans les tubulures lors du montage du spécimen, avant le premier palier de chargement. L'eau désaérée est une eau en l'équilibre avec une pression d'air plus faible que la pression atmosphérique. On désaère l'eau en l'agitant mécaniquement sous un vide d'environ 75 kPa par rapport à la pression atmosphérique. L'utilisation d'eau désaérée limite la formation de bulles dans les tubulures. On verra à la section 7.2.3 que l'essai triaxial permet de prendre certaines précautions supplémentaires afin de s'assurer que le montage et le spécimen sont saturés.

Les essais ont été interprétés avec un graphe mettant en relation le temps écoulé depuis le début de l'essai et $\ln(H(t=0)/H)$ (équation 3.10). Des graphiques des vitesses ont aussi été tracés pour

vérifier leur linéarité et l'applicabilité de la méthode d'interprétation en régime permanent qui a été utilisée. Une analyse détaillée de l'information obtenue à partir de ces graphiques des vitesses sera présentée dans un mémoire à venir (Perez, 2012). Pour étudier le régime transitoire qui est observé au début des essais à niveau variable, le programme Labview qui contrôle la prise de mesures des capteurs de pression a été démarré dès l'ouverture de la valve à trois voies qui permet d'appliquer la différence de charge initiale (figure 7-6).

Pour la plupart des essais, les spécimens ont été orientés de manière à ce que l'écoulement et l'axe de compression de l'œdomètre suivent l'axe vertical in situ. Pour vérifier l'anisotropie de l'argile, certains spécimens ont été orientés de manière à ce que l'axe de compression de l'œdomètre soit dans le plan horizontal in situ. Pour préparer les spécimens, on doit alors couper une tranche d'argile avec l'instrument présenté à la figure 7-8. Celui-ci comporte deux fils métalliques parallèles. Ceux-ci sont fixés à un cadre qui peut être soulevé ou abaissé en suivant deux tiges guides. La tranche verticale qui est produite par cet appareil a une épaisseur légèrement supérieure à la hauteur de l'anneau.

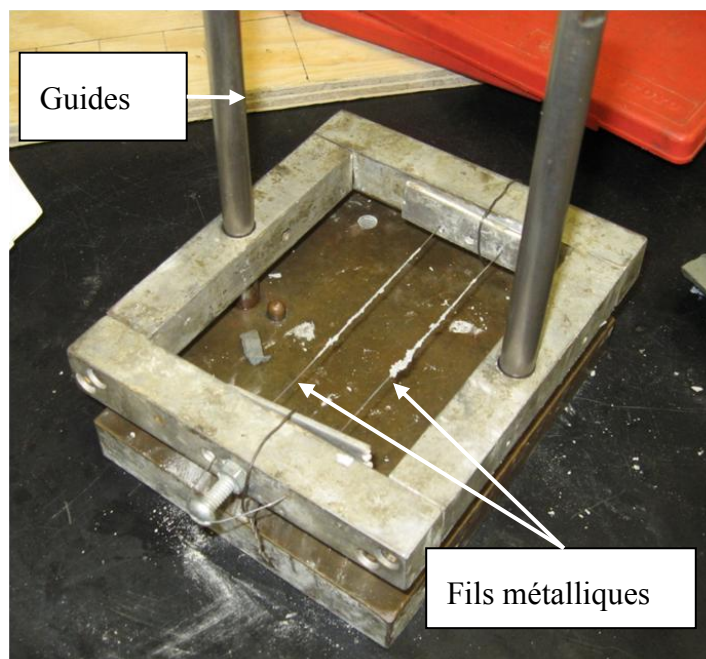


Figure 7-8 : Montage pour la coupe des spécimens pour les essais œdométriques horizontaux.

7.2.3 Essais de perméabilité en cellule triaxiale

L'objectif principal de l'essai de perméabilité triaxial est de déterminer K pour l'indice des vides in situ (e_0). Une photographie du montage utilisé pour les essais de perméabilité triaxiaux est présentée à la figure 3-2b. La figure 7-9 montre une vue schématique du montage.

Lors du montage du spécimen, une membrane est glissée autour du cylindre d'argile intacte. La membrane épouse les contours de la carotte de manière à prévenir les écoulements préférentiels le long du spécimen. Des géotextiles sont placés aux deux extrémités du spécimen pour répartir l'écoulement sur toute la section de la carotte d'argile. Des pièces de plastique trouées et rainurées agissent comme pierres poreuses. Elles permettent de relier les deux extrémités du spécimen à des tubulures de polyéthylène (diamètre intérieur de 4,32 mm). L'étanchéité du contact, entre la membrane et les pièces de plastique à la base et à la tête, est assurée par l'application d'une contrainte cellulaire supérieure à la pression d'eau à l'intérieur du spécimen. La membrane est alors plaquée contre le spécimen et les pièces de plastique. Des joints toriques sont posés sur la membrane au niveau des pièces de plastique à la base et à la tête de l'échantillon de manière à maintenir la membrane en place.

La base et la tête du spécimen sont reliées à une série de burettes fixées sur des panneaux gradués (figure 3-2b). Le niveau d'eau est lu directement sur ces graduations. Dépendamment des spécimens, deux tailles de burettes ont été utilisées (sections approximatives de 0,3 et 0,08 cm²). Pour chaque panneau gradué, la section exacte des burettes est obtenue à partir de la masse d'eau expulsée pour un changement de hauteur d'eau donné. Pour certains spécimens, les résultats obtenus avec les deux types de burettes ont été comparés. Comme pour l'essai œdométrique, on utilise de l'eau désaérée pour saturer le montage avant l'essai.

Les essais de perméabilité en cellule triaxiale présentent deux avantages principaux par rapport aux essais œdométriques. Tout d'abord, avec l'essai triaxial, on peut utiliser des spécimens plus gros, donc plus représentatifs de la valeur in situ de K . Dans le cadre de ce projet, des spécimens de 60 à 120 mm de longueur ont été utilisés. Le diamètre des spécimens (environ 70 mm) est légèrement inférieur au diamètre intérieur des carottiers Shelby utilisés pour l'échantillonnage de l'argile.

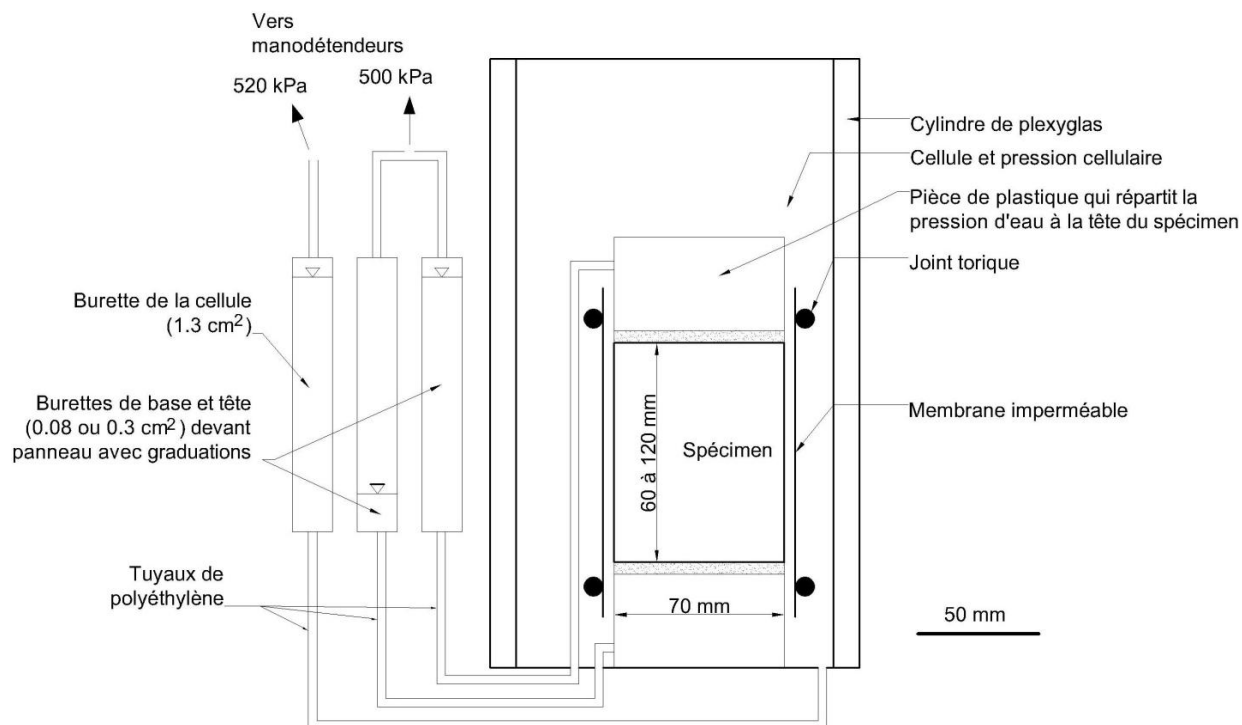


Figure 7-9 : Schéma du montage utilisé lors des essais de perméabilité en cellule triaxiale.

Un deuxième avantage de l'essai triaxial par rapport à l'essai œdométrique est la possibilité d'adopter certaines précautions supplémentaires pour saturer le spécimen et le montage, et pour vérifier l'état de cette saturation. Une de ces précautions consiste à appliquer une pression supplémentaire sur le perméant : la contre-pression. Celle-ci comprime les bulles d'air et les force à entrer en solution dans l'eau. Pour l'argile de Lachenaie, une contre-pression de 500 kPa a été appliquée pour tous les essais. Une pression cellulaire de 520 kPa a été utilisée pour assurer l'étanchéité du contact entre la membrane et les pièces de plastique à la base et à la tête du spécimen. La contre-pression a été appliquée graduellement, habituellement en deux jours, à l'aide de paliers de 50 kPa. Après l'application de la contre-pression, un écoulement du bas vers le haut a été imposé pour une période de saturation d'une semaine avant la réalisation de l'essai.

On doit retenir que c'est surtout la contre-pression qui vient assurer la saturation du montage. Dans l'argile, l'écoulement est trop lent pour faire circuler un volume d'eau appréciable dans l'échantillon pendant la phase de saturation. De toute manière, il est préférable de ne pas remplacer le fluide interstitiel d'une argile salée lors d'un essai de perméabilité.

Leroueil et al. (1992) ont démontré que la perméabilité d'une argile peut diminuer d'un facteur deux quand le volume cumulé d'eau distillée qui traverse le spécimen dépasse deux fois le volume des pores. Lapiere et al. (1990) ont aussi observé une diminution de K après la circulation de deux volumes de pores pour l'argile Champlain de Louiseville. Pour l'argile de Lachenaie, Réginski (2009) a mesuré une diminution de K d'un facteur deux après la circulation d'un volume d'eau distillée correspondant à cinq volumes des pores. Malusis et al. (2001) expliquent cette diminution de K par un épaississement de la couche double lorsque l'eau interstitielle est remplacée par une eau de salinité moindre. La couche double est une couche d'eau immobile qui entoure les minéraux du squelette granulaire de l'argile.

Pour vérifier si le spécimen est saturé, s'il n'y a pas de fuites et si le spécimen ne gonfle pas ou ne se consolide pas durant l'essai, on doit comparer les volumes d'eau qui entrent et qui sortent du spécimen. On y arrive en comparant les changements du niveau d'eau dans les burettes reliées à la base et à la tête du spécimen. Selon la norme ASTM D5084, pour que l'essai soit considéré valide, les volumes entrant et sortant doivent différer de moins de 25%. Cette vérification a été faite pour tous les essais.

Pour certains matériaux très peu perméables ($K < 1 \times 10^{-10}$ m/s), une attention particulière doit être portée aux fuites durant les essais. On doit prendre des précautions supplémentaires par rapport à la méthodologie proposée dans la norme ASTM D5084 pour réduire ces fuites. On peut par exemple utiliser un fluide cellulaire avec une viscosité supérieure à celle de l'eau (huile végétale, silicone, etc.). Il est aussi possible d'envelopper le spécimen de deux membranes séparées par une couche de silicone (Tavenas et al., 1983b; Hossain, 1995; Réginski, 2009). Ces précautions supplémentaires ne sont pas nécessaires pour l'argile Champlain, K étant systématiquement supérieure à 1×10^{-10} m/s.

Finalement, on doit être prudent lors du choix du gradient hydraulique pour ne pas consolider le spécimen et changer son indice des vides. Pour un écoulement du haut vers le bas, et pour un gradient hydraulique supérieur à 1, on impose une pression interstitielle plus faible au bas du spécimen. La contrainte effective se voit ainsi être augmentée (Carpenter & Stephenson, 1986). Pour éviter un changement du volume du spécimen (une consolidation), la norme ASTM D5084 suggère des valeurs limites pour le gradient. Ce problème est plus ou moins important pour l'argile de Lachenaie, car sa pression de préconsolidation est relativement élevée. Pour les essais

triaxiaux dont les résultats sont présentés dans cette thèse, on a utilisé un gradient hydraulique initial qui varie entre 6 et 15. En raison de l'utilisation de burettes à la tête et à la base du spécimen, le gradient hydraulique diminue au cours de l'essai.

7.3 Méthodologie pour la réalisation des essais de perméabilité in situ

Dans cette section, on présente une description détaillée de la méthodologie utilisée pour la réalisation des essais de perméabilité in situ. Cette description est nécessaire en raison des nombreuses sources d'erreurs qui affectent ce type d'essai. Ces erreurs sont d'ailleurs fréquemment rencontrées en industrie, et elles peuvent parfois donner des valeurs de perméabilité erronées par plus d'un ordre de grandeur (Chapuis et al., 1990; Depois, 2005; Wilkinson, 1968).

Trois types d'essais de perméabilité in situ ont été réalisés dans les puits d'observation. Premièrement, des essais de choc hydraulique ont été complétés avec l'instrument présenté à la figure 3-3. Deuxièmement, des essais à niveau variable ont été réalisés en changeant le niveau d'eau dans le tuyau du puits d'observation ($d = 52,5$ mm) ou dans un tube fixé à un obturateur ($d = 12,6$ mm).

Des exemples de formulaires utilisés sur le terrain lors de la réalisation de chaque type d'essai sont présentés à l'annexe 6. Ces formulaires montrent l'information qui a été amassée pour chaque type d'essai.

Pour les trois types d'essais, on doit éviter d'imposer des changements de pression d'eau trop importants. Ces changements peuvent mener à une fracturation hydraulique (ou claquage). Ce type d'erreur induit une surestimation de K qui peut atteindre un facteur 1000 (Bjerrum et al., 1972).

Sur le terrain, le claquage peut désigner trois modes de rupture différents (Bjerrum et al., 1972). Le décollement survient quand la contrainte effective horizontale autour de la zone de sol filtre devient nulle. La fissuration radiale survient lorsque la contrainte effective tangentielle est nulle. Finalement, des fissures horizontales peuvent apparaître si l'augmentation de la pression interstitielle dépasse la contrainte verticale effective initiale. Suite à des essais pour lesquels on a

volontairement provoqué une fracturation hydraulique (Lefebvre et al., 1981), l'échantillonnage de l'argile montre deux types de fissures : des fissures en forme de cône inversé dont le sommet coïncide approximativement avec le dessus de la crépine, et des fissures radiales verticales.

Pour éviter la fracturation hydraulique, on considère que l'augmentation de la pression interstitielle au niveau du massif filtrant ne doit pas dépasser la contrainte horizontale effective avant l'essai. Chapuis (1990) propose la règle pratique suivante pour estimer l'augmentation maximale de la charge hydraulique qui peut être appliquée dans le tubage ou dans le tuyau du puits d'observation lorsque la nappe est près de la surface du sol :

$$H(t=0) \geq \frac{b_{fh}}{6} \quad (7.2)$$

où b_{fh} est l'épaisseur de sol entre la surface et le haut du massif filtrant. Cette règle pratique inclut un facteur de sécurité qui varie entre 3 et 1,8 pour les sols granulaires, selon le coefficient K_0 du sol. Dans le cas des puits d'observation de Lachenaie, les valeurs de $H(t=0) < 3$ m permettent de respecter ce critère.

L'interprétation de tous les essais de perméabilité a débuté par le traçage du graphique des vitesses (équation 3.3 et figure 3-7). Comme les mesures de la charge hydraulique ont été obtenues à l'aide de capteurs de pression, on a dû faire face au problème décrit par Chapuis (2007b) : quand on dispose d'un grand nombre de mesures rapprochées, le calcul des vitesses avec les données brutes de charge hydraulique est entaché d'incertitudes importantes. Pour avoir des vitesses plus précises, on doit imposer une valeur minimum pour le changement de niveau d'eau entre les mesures utilisées pour calculer les vitesses.

La sélection de points suffisamment espacés a été accomplie à l'aide de feuilles Excel et de macros écrites en langage VBA. Un exemple de script et de feuille Excel utilisés pour calculer les vitesses est présenté à la figure 7-10. Avec ce script, un tableau des résultats bruts est parcouru en incrémentant la différence de charge apparente (ΔH) et la différence de temps écoulé (Δt). Quand la valeur de ΔH dépasse le seuil spécifié à la cellule B1, on copie les valeurs de ΔH , Δt et H_m , la charge moyenne durant l'intervalle Δt , dans un tableau des vitesses (colonnes D, E et F). Plusieurs versions de ce script ont été utilisées dans l'interprétation des essais rapportés dans cette thèse. La figure 7-10 en présente la version la plus simple. Notons au

passage qu'une macro semblable a été utilisée pour obtenir les graphiques des vitesses pour les essais œdométriques.

Dépendamment du type capteur de pression et, surtout, de la durée de l'essai, la valeur minimale de ΔH à utiliser dans le calcul des vitesses varie. Dans la plupart des cas, on a commencé l'interprétation avec un seuil de 5 cm. Lorsque les graphiques des vitesses obtenus sont irréguliers, on augmente la valeur de ce critère.

La figure 7-11 présente des séries de mesures de pression prises pendant un court intervalle de temps à l'aide de deux types de capteurs qui ont été utilisés dans la réalisation des essais de cette thèse : les capteurs modèle 3001 de Solinst et les CTD-Diver de Schlumberger Water Services. On remarque que l'incertitude sur les lectures de pression est de l'ordre de quelques millimètres lorsque la pression est exprimée en terme de hauteur d'eau équivalente. En supposant que l'incertitude sur Δt est négligeable, avec un seuil 50 mm et une incertitude maximum de 5 mm sur les mesures de la pression d'eau, on devrait observer une incertitude maximale de 20 % sur les vitesses.

Quand les essais durent plusieurs jours, la précision des vitesses est plutôt limitée par la qualité de la correction barométrique. Les capteurs de pression mesurent une pression totale, la somme de la pression atmosphérique et du poids de la colonne d'eau. La plupart des essais à niveau variable ($d = 52,5$ mm) ont été réalisés lors de campagnes de terrain au cours desquelles des essais étaient démarrés pour chaque puits d'observation au cours d'une même journée. Lors de ces campagnes de terrain, on a souvent utilisé un seul capteur pour mesurer la pression atmosphérique. On a supposé que celle-ci était constante pour l'ensemble des sites. Ce n'est pas le cas. La figure 7-12 présente les corrections barométriques obtenues pour une période de 4 jours à l'aide de baromètres placés sur les sites 5 et 6, et à l'aide des données de la station météorologique de l'aéroport Pierre-Elliott-Trudeau. Même si les sites 5 et 6 sont distants de seulement 4,5 km, on remarque un écart de quelques centimètres entre les tendances mesurées par les deux baromètres. Pour une incertitude de 10 mm sur la correction barométrique, l'incertitude sur les vitesses devient alors de 20 % pour un seuil de 100 mm.

Les mesures de la station météorologique de l'aéroport Pierre-Elliott-Trudeau sont montrées sur la figure 7-12, car ces mesures ont été utilisées pour valider les mesures prises sur le terrain pour certains essais. Cet aéroport est situé sur l'île de Montréal, à 30 km de Lachenaie.

	B	C	D	E	F	
1	seuil (cm)	10				a)
2						
3	t (s)	H _a (cm)	H _m (cm)	ΔH (cm)	Δt (s)	ΔH/Δt (cm/s)
4	0	339.5	334.4	-10.2	8580	-1.19E-03
5	30	339.8	324.3	-10.0	9390	-1.06E-03
6	60	339.8	314.3	-10.1	11430	-8.84E-04

Sub AnalyseChapuis()
 'Cette macro automatise le calcul des vitesses pour la méthode de Chapuis et al. (1981). Les données brutes commencent sur la ligne 4. La colonne A contient le temps écoulé depuis le début de l'essai. La colonne B contient la charge en mètre, après la compensation barométrique. La cellule B1 contient le valeur minimum de delta H utilisée pour améliorer la précision des vitesses. Les valeurs de delta H et delta t sont inscrites dans les colonnes E et F. On doit ajouter une formule sur la feuille Excel pour calculer les vitesses à partir des valeurs de delta H et delta t. Les valeurs moyennes de H pour chaque intervalle sont inscrites dans la colonne D.

'Variables
 Dim LigneScan As Integer, LigneTableVitesses As Integer, DeltaH As Double, Deltat As Double, Hn As Double

'Initialisation des variables
 LigneTableVitesses = 4
 LigneScan = 5
 DeltaH = 0
 Deltat = 0
 Hn = Range("B4")

'Boucle
 While Not IsEmpty(Range("A" & LigneScan))
 'On incrémente les variables DeltaH et Deltat
 DeltaH = DeltaH + (Range("B" & LigneScan) - Range("B" & (LigneScan - 1)))
 Deltat = Deltat + (Range("A" & LigneScan) - Range("A" & (LigneScan - 1)))
 'Si DeltaH est suffisamment grand, on garde la mesure de vitesse
 If Abs(DeltaH) >= Range("B1") Then
 Range("D" & LigneTableVitesses) = (Hn + Range("B" & LigneScan)) / 2
 Range("E" & LigneTableVitesses) = DeltaH
 Range("F" & LigneTableVitesses) = Deltat
 'On passe à la ligne suivante du tableau de résultats
 LigneTableVitesses = LigneTableVitesses + 1
 'On réinitialise les variables DeltaH et Deltat
 DeltaH = 0
 Deltat = 0
 Hn = Range("B" & LigneScan)
 End If
 'On passe à la ligne suivante dans le tableau de données brutes
 LigneScan = LigneScan + 1
 Wend
 End Sub

b)

Figure 7-10 : Exemple de feuille Excel et de script en langage VBA pour calculer les vitesses.

a) feuille Excel; b) script.

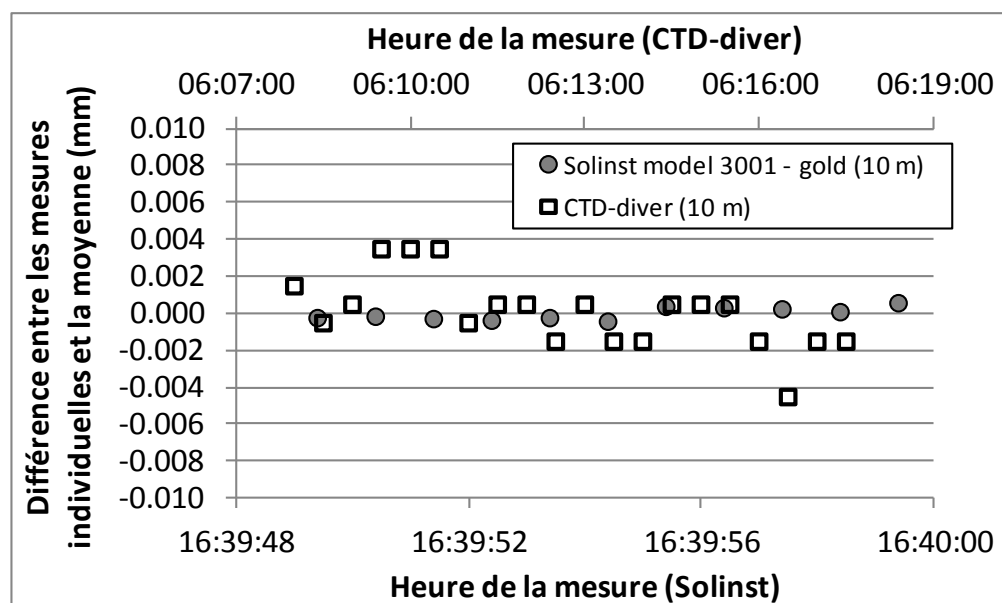


Figure 7-11 : Incertitudes sur les lectures des capteurs de pression.



Figure 7-12 : Correction barométrique en fonction de la position du capteur de pression atmosphérique.

Pour quelques essais, on remarque des sauts isolés dans les mesures des capteurs de pression. Ces discontinuités peuvent produire des vitesses aberrantes qui doivent être retirées. La figure 7-13 montre un exemple de discontinuité (puits d'observation 8AC). On remarque que les lectures de la pression après compensation barométrique augmentent rapidement dans la nuit du 23 au 24 octobre 2009. Dans ce cas précis, l'augmentation semble être due à une infiltration d'eau dans le puits d'observation. Le sommet du tuyau de PVC du puits d'observation 8AC a été installé dans une boîte de service (figure 7-18), il n'est pas recouvert d'un protecteur hors-sol comme les puits du site 4 (figure 7-2). Aussi, le puits d'observation 8AC est situé sur un terrain plat où l'eau de pluie a tendance à s'accumuler. On a d'ailleurs observé que l'espace entre le tuyau et la boîte de service était parfois rempli d'eau lors de nos visites sur le terrain. Les données de la station météorologique de l'Aéroport Pierre-Elliott-Trudeau montrent que 44 mm de pluie ont été enregistrés entre le 22 et le 25 octobre 2009, et que les précipitations sont surtout tombées dans la nuit du 23 au 24 octobre et au cours de la matinée du 24 octobre (figure 7-13). Dans ce cas précis, les fluctuations des lectures de pression trouvent une explication, mais ce n'est pas toujours le cas.

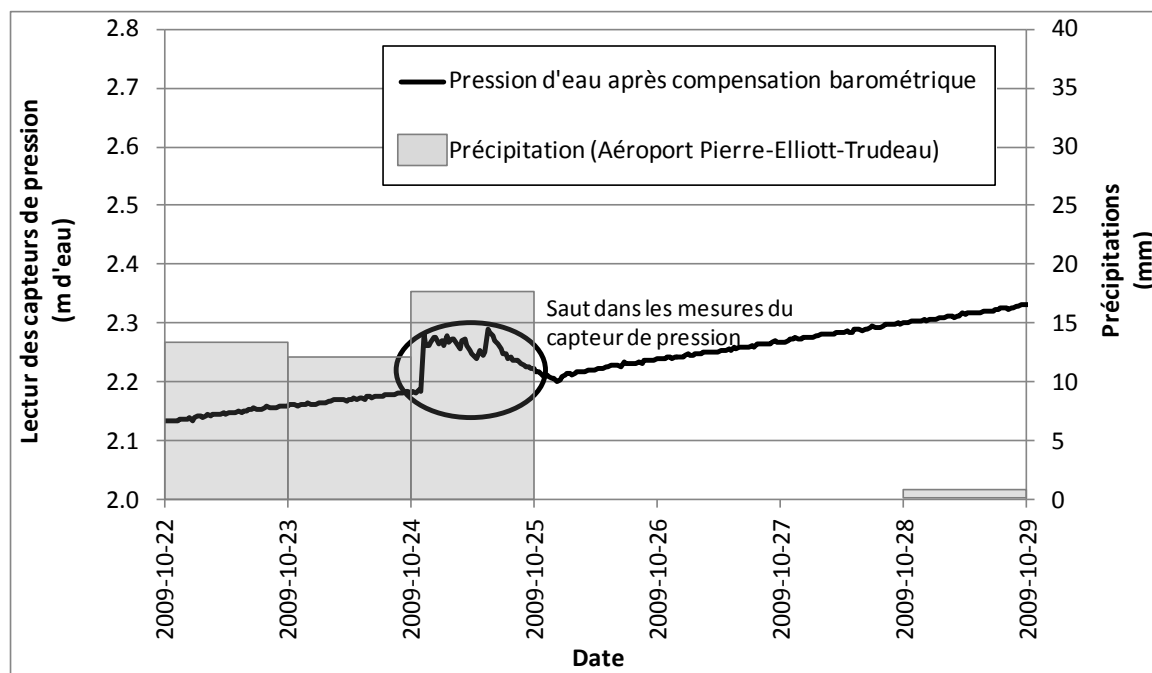


Figure 7-13 : Variation de la pression mesurée dans un puits au cours d'un épisode de pluie. Puits d'observation 8AC, essai débuté le 8 octobre 2009.

Les problèmes de correction barométrique et de fluctuations dans les lectures de pression ne se posent pas pour les essais plus courts comme l'essai de choc hydraulique. La pression atmosphérique varie très peu au cours de ceux-ci. Un seuil de 5 cm suffit alors pour obtenir des vitesses très précises.

Pour les graphiques des vitesses où une courbure importante est observée, on a tenté d'isoler une partie linéaire du graphe pour calculer K et H_0 . Pour les essais à niveau variable, on obtient cette droite en excluant les points qui correspondent au début de l'essai. Pour les essais de choc hydraulique, il est généralement assez difficile de choisir une partie linéaire. On a alors utilisé la fin de l'essai (figure 3-18). Une portion de la courbe $p(t)$ où la charge varie d'au moins 50 cm a été utilisée pour obtenir la portion "linéaire" du graphique des vitesses de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002). Le choix d'une différence de charge hydraulique minimum de 50 cm pour définir la partie linéaire est arbitraire.

La méthode de linéarisation du graphique de Hvorslev (1951) proposée par Chiasson (2005) a été appliquée aux essais à niveau variable. Une macro programmée en langage VBA a été utilisée pour automatiser l'interprétation. Celle-ci appelle l'outil solveur d'Excel à plusieurs reprises en changeant l'estimation initiale de la solution, le point de départ du solveur. Le script conserve les valeurs de $H(t=0)$, H_0 et $a = cK/S_{inj}$ qui minimisent la somme du carré des écarts entre les valeurs expérimentales de H_a et celles qui sont données par l'équation 3.5. Cette macro est fournie à l'annexe 7.

La paramétrisation du solveur qui est utilisée par le script est présentée à la figure 7-14. La macro peut facilement être adaptée à d'autres feuilles Excel qui font appel à la méthode de Chiasson (2005). Il suffit de changer les références aux cellules qui donnent $H(t=0)$, H_0 , $a = cK/S_{inj}$, la racine carrée de la moyenne du carré des erreurs (RMSE), et la moyenne des erreurs. On peut aussi changer les solutions initiales testées par le solveur. L'algorithme de minimisation de RMSE est basé sur la méthode de Newton, une méthode qui est fréquemment utilisée en géotechnique et en hydrogéologie pour ce genre de problème (section 4.2.3, Barros & Pinto, 2008; Bohling & McElwee, 1992). Pour plus de détails sur la méthode de Newton, le lecteur peut se référer à Burden & Faires (2005).

Avec les méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005), on a utilisé la définition du coefficient de forme c donnée par l'équation 5.1. Cette définition a été utilisée pour tous les types d'essais.

Toutes les valeurs de K mesurées sur le terrain ont été corrigées pour la viscosité du fluide de référence : l'eau distillée à 20°C. Une température constante de 10°C a été utilisée pour l'eau qui s'écoule dans l'argile lors des essais in situ. Pour passer de 10 à 20°C, la valeur de K mesurée sur le terrain doit être multipliée par un facteur 1,30 (figure 2-1).

On doit utiliser l'option échelle automatique car le paramètre a est petit par rapport à $H(t=0)$, H_0 et la somme du carré des erreurs.

Somme du carré des erreurs.

Le paramètre a doit être strictement positif (la valeur seuil de 10^{-12} s^{-1} est arbitraire).

Le biais sur l'erreur doit être nul.

The image shows two Excel Solver dialog boxes. The top box, 'Options du solveur', has 'Temps max' at 100, 'Itérations' at 100, 'Précision' at 0.000001, 'Tolérance' at 5%, and 'Convergence' at 0.0001. The 'Modèle supposé linéaire' checkbox is unchecked, and the 'Échelle automatique' checkbox is checked. The bottom box, 'Paramètres du solveur', has 'Cellule cible à définir' set to '\$E\$68', 'Égale à' set to 'Min', and 'Valeur' set to 0. 'Cellules variables' are '\$E\$63:\$E\$65'. The 'Contraintes' list includes '\$E\$65 >= 0.000000000001' and '\$E\$67 = 0'. Arrows from the text on the left point to the 'Échelle automatique' checkbox, the '\$E\$65' cell in the constraints, and the '\$E\$67 = 0' constraint.

Figure 7-14 : Paramètres du solveur Excel pour la méthode de Chiasson (2005).

7.3.1 Essais de choc hydraulique

La procédure utilisée pour la réalisation des essais de choc hydraulique avec l'appareil présenté à la figure 3-3 est donnée au tableau 7-2. Cette méthodologie est basée en grande partie sur celle de Beaulieu (2006). Le projet de cette dernière a d'ailleurs été réalisé avec le même instrument. Certaines améliorations ont toutefois été apportées au protocole.

Au départ, on prend la profondeur du niveau d'eau et on retire 1 L d'eau du puits d'observation avec une pompe péristaltique. Ce pompage permet de compenser le changement de niveau d'eau causé par l'immersion de l'appareil. En ajoutant des sections de tiges métalliques, l'appareil est ensuite descendu dans le puits jusqu'à la profondeur désirée. La profondeur finale ne doit pas conduire à une pression d'eau maximale durant l'essai qui est supérieure à la valeur maximale qui peut être mesurée par le capteur fixé sous l'obturateur. L'obturateur est ensuite gonflé.

Avec une pompe péristaltique ou un volume d'eau qui a préalablement été mis de côté, le niveau d'eau est ajusté pour correspondre exactement au niveau initial. Après deux ou trois minutes d'attente, le connecteur qui assure la communication entre le haut et le bas du puits d'observation est retiré (figure 7-15). La portion du puits d'observation qui se situe sous l'obturateur se retrouve alors isolée. Contrairement à Beaulieu (2006), le connecteur est relié à la surface par deux cordes : une première qui permet de libérer le connecteur et une deuxième qui permet de le hisser hors du puits. En retirant physiquement le connecteur du puits, on peut s'assurer qu'il est déclenché, et que la partie du puits sous l'obturateur est bien isolée.

Par rapport à la procédure proposée par Beaulieu (2006), une autre différence importante permet de vérifier le bon fonctionnement de l'obturateur. Après le retrait du connecteur, le tuyau du puits d'observation est rempli d'eau. La figure 7-16 présente un exemple d'essai où l'obturateur n'a pas assuré une bonne étanchéité. On remarque que la charge dans la partie du puits qui est censée être isolée ne tend pas vers la charge initiale, mais plutôt vers la charge donnée par le niveau d'eau au-dessus de l'obturateur, en d'autres mots, vers la charge imposée par l'ajout d'eau.

Avant de démarrer l'essai, on doit attendre quelques minutes, de manière à laisser la pression d'eau se stabiliser, puis on pousse dans la cavité une longueur de tige déterminée selon le résultat des essais précédents. La longueur de tige est choisie de manière à générer une surpression qui équivaut à une augmentation de la charge hydraulique de 1 à 3 m. Pour un premier essai dans un puits d'observation, il est préférable de choisir une longueur conservatrice de manière à ne pas

endommager l'argile (8 cm de tige ou 6,4 cm³). Pour les 17 puits d'observation, on a utilisé des longueurs de tige allant de 6 à 16 cm (4,2 à 11,3 cm³). Rappelons que selon la théorie de Chapuis & Cazaux (2002), ces volumes de tige correspondent aux volumes d'eau qui doivent s'écouler dans le sol pour rétablir la pression initiale. Ces volumes sont très faibles.

Le formulaire qui est présenté à l'annexe 6 montre les informations qui doivent être notées pour chaque essai. La profondeur initiale du niveau d'eau est une de ces informations. On a aussi noté l'heure à laquelle les différentes étapes de la procédure sont réalisées. Ces points de repère peuvent alors être identifiés sur la courbe $p(t)$, comme on l'a fait à la figure 3-4.

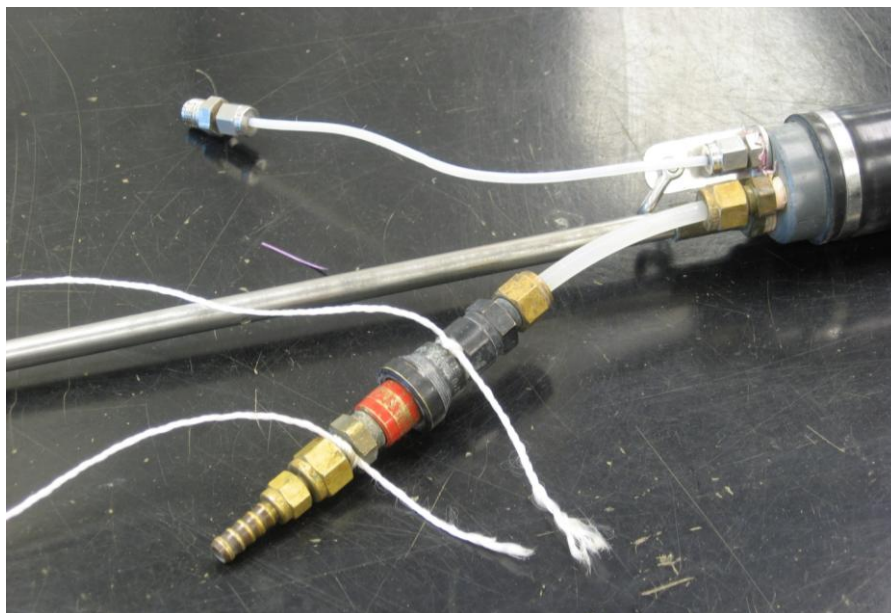


Figure 7-15 : Connecteur servant à dissiper la surpression causée par le gonflement de l'obturateur.

Notons qu'il ne faut pas ajuster la pression de l'obturateur en cours d'essai. On doit ajuster cette pression au tout début, on doit la noter et vérifier à ce qu'elle demeure constante tout au long de l'essai (à quelques kPa près). La figure 7-17 présente un essai au cours duquel un des connecteurs assurant l'étanchéité de la conduite d'air reliant la pompe et l'obturateur n'a pas rempli son rôle. La diminution de la pression étant relativement lente, on a tenté de maintenir une pression supérieure à 200 kPa en ajustant manuellement la pression à l'aide de la pompe. Sur la portion de

la courbe $H(t)$ qui suit l'insertion de la tige, on note que chaque ajustement manuel de la pression (toutes les 2 ou 3 minutes) a produit une surpression, un petit essai de choc hydraulique. Notons que la diminution de pression observée avant l'insertion de la tige est elle aussi due au dégonflement de l'obturateur. Pour les essais bien réussis, la pression est relativement stable avant l'insertion de la tige (comme sur la figure 3-4).

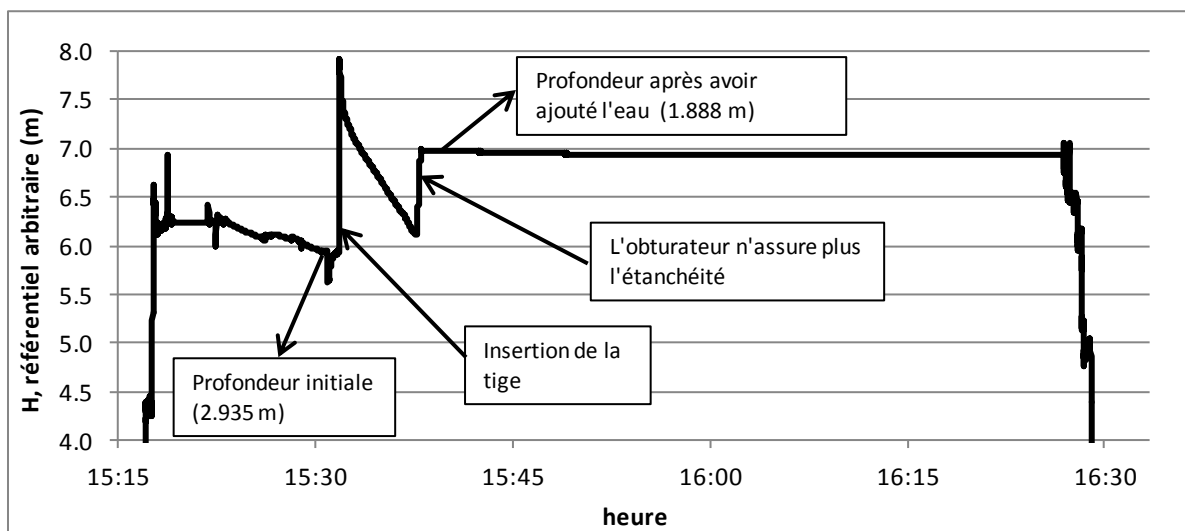


Figure 7-16 : Exemple d'essai où l'obturbateur n'a pas assuré une bonne étanchéité. (forage 6AB, 7 juillet 2010).

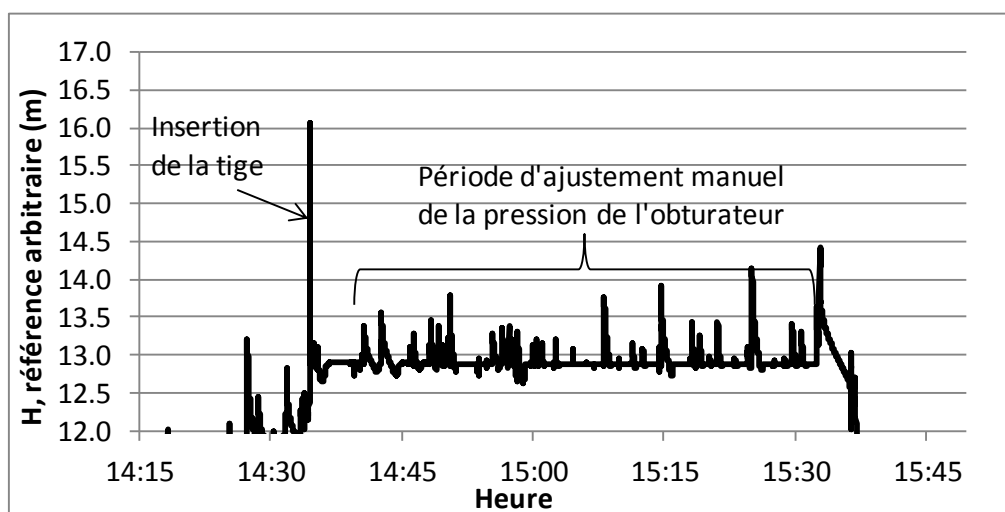


Figure 7-17 : Effet de l'ajustement de la pression de l'obturbateur sur la courbe $H(t)$.

Tableau 7-2 : Procédure pour la réalisation des essais de choc hydraulique.

Étape	Description
1	En arrivant sur le site, prendre le niveau d'eau initial.
2	Démarrer un capteur pour la pression d'eau et un capteur de pression atmosphérique. Utiliser la fréquence de lecture la plus rapide possible. Une fréquence de 2 lectures par seconde a été utilisée dans le cadre de ce projet. Synchroniser une montre avec l'heure des capteurs de pression.
3	Mettre de côté 2 ou 3 litres d'eau pour vérifier si l'obturateur remplit son rôle (étape 10).
4	Vérifier si le connecteur mâle qui permet de libérer la pression lorsqu'on gonfle la membrane est connecté. Vérifier si la ficelle qui permet de libérer le connecteur est bien attachée. Vérifier si la deuxième ficelle, celle qui permet de remonter ce connecteur à la surface au début de l'essai, est bien attachée. Placer la tige coulissante de manière à ce que le bout ne dépasse pas de l'obturateur. Au besoin, démêler les fils et les tubes.
5	Les étapes 5 à 8 doivent être réalisées assez rapidement. Tout d'abord, retirer 1000 mL d'eau, soit approximativement le volume de l'appareil et des tiges après le gonflement de l'obturateur.
6	Immédiatement après avoir retiré l'eau, descendre l'appareil en comptant le nombre de petites et de grandes tiges. L'appareil ne doit pas être descendu trop rapidement. Le nombre de tiges permet de calculer la profondeur de l'appareil. On doit faire attention à ne pas dépasser la pression maximale du capteur de pression.
7	Gonfler l'obturateur (pression de 200 kPa). Utiliser des pinces pour empêcher la tige de descendre avant le début de l'essai. Noter l'heure.
8	Immédiatement après avoir gonflé l'obturateur, ajuster le niveau d'eau (par pompage avec une pompe péristaltique ou par ajout d'eau) de manière à ce que le niveau d'eau soit identique à celui qui a été mesuré à l'arrivée sur le site. Attendre 2 ou 3 minutes.
9	Retirer le connecteur qui permet d'équilibrer la pression. Noter l'heure. Attendre 2 ou 3 minutes afin que la pression se stabilise.
10	Ajouter de l'eau pour remplir la partie du tuyau au-dessus de l'obturateur. Cet ajout permet de vérifier si l'obturateur fonctionne bien. Si le niveau d'eau initial est à plus de 3 m de profondeur, limiter la quantité d'eau ajoutée de manière à ce que la charge dans la partie supérieure ne diffère pas de la charge initiale par plus de 3 m. Noter l'heure. Attendre deux minutes.
11	Déplacer la paire de pince vers le haut de la longueur de tige à enfoncer. Mesurer cette longueur avec un ruban à mesurer. Enfoncer la tige assez rapidement (1 s). Noter l'heure et la longueur de tige enfoncée. Attendre une heure.
12	Dégonfler l'obturateur. Noter l'heure. Si d'autres essais doivent être réalisés dans le même puits, ajuster le niveau d'eau au niveau initial. Pour faire des essais de perméabilité à niveau variable par la suite, le niveau d'eau doit être ajusté pour avoir exactement (au cm près) le niveau initial. Il est préférable d'attendre 24 heures avant la réalisation des essais suivants.

Par extension, on note qu'on doit rejeter les essais au cours desquels la pression d'air dans l'obturateur varie significativement. Une décroissance graduelle de la pression dans l'obturateur peut induire une diminution plus rapide de la pression dans la cavité et une surestimation de K . Rappelons que l'augmentation initiale de la pression due au gonflement de l'obturateur est dissipée à l'aide du connecteur qui est retiré avant l'essai, celui qui assure le lien hydraulique entre le massif filtrant et la portion du tuyau de PVC au-dessus de l'obturateur.

La procédure proposée dans les paragraphes précédents diffère en deux points par rapport à celle qui est exposée dans la norme D4631, la norme ASTM applicable à la réalisation des essais de choc hydraulique.

Tout d'abord, la norme D4631 préconise la génération d'une surpression par injection d'eau. Avec l'instrument présenté à la figure 3-3, la surpression est plutôt générée par l'insertion d'une tige métallique dans la section isolée du puits d'observation. La méthode présentée dans cette thèse facilite le calcul du volume injecté dans la cavité.

Deuxièmement, avec la norme D4631, on ne tente pas d'ajuster la charge sous l'obturateur avant l'essai de manière à ce qu'elle corresponde à la charge initiale. Cette différence est probablement due au fait que l'argile Champlain représente un milieu relativement perméable par rapport aux matériaux visés par la norme D4631. Dans l'argile Champlain, la pression varie peu après le retrait du connecteur et elle se stabilise rapidement. Dans certains matériaux moins perméables, par exemple dans l'argilite du site expérimental de Bure en France, la stabilisation de la pression d'eau après le gonflement de l'obturateur peut prendre plusieurs années (Rousseau-Gueutin et al., 2010). Dans ce cas, il est difficile d'obtenir un niveau d'eau avant injection qui correspond approximativement au niveau piézométrique. Selon la norme D4631, on suggère de générer deux chocs hydrauliques coup sur coup. L'extrapolation de la courbe $p(t)$ du premier choc est utilisée comme datum pour le choc suivant, celui qui sert à calculer K . Cette approche n'est pas recommandée dans cette thèse, car le premier choc hydraulique interfère avec l'interprétation du deuxième. Les solutions numériques obtenues au chapitre 5 ne s'appliquent pas s'il y a interférence.

Avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002), les essais de choc hydraulique sont interprétés comme des essais à niveau variable. L'équation 3.6 est utilisée pour calculer un diamètre virtuel de tuyau (d_e). Celui-ci permet d'obtenir une valeur de S_{inj} . La différence entre la pression

maximale immédiatement après l'injection de la tige et la pression avant l'injection a été utilisée pour calculer la valeur de Δp (figure 3-4). Les valeurs de c ont été calculées à partir de l'équation 5.1.

Comme on l'a mentionné à la section précédente, les graphiques des vitesses pour l'essai de choc hydraulique montrent une courbure importante. Les points qui sont associés à la fin de l'essai ont été utilisés pour définir la portion "linéaire" du graphique des vitesses.

Une méthode d'interprétation qui tient compte de la courbure des graphiques des vitesses expérimentaux sera présentée au chapitre 10. Cette méthode d'interprétation alternative sera basée sur le graphique adimensionnel des vitesses et les résultats numériques du chapitre 5.

7.3.2 Essais à niveau variable ($d = 52,5$ mm)

Les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm ont été réalisés directement dans le tuyau des puits d'observation en ajoutant ou en retirant un certain volume d'eau. Dans la mesure du possible, on a tenté de faire quatre essais par puits, deux essais à niveau descendant (différences de charges initiales de 1 et 2 m) et deux essais à niveau remontant (différences de charges initiales de -1 et -2 m). La procédure utilisée pour réaliser ces essais est présentée au tableau 7-3.

Dans la plupart des cas, l'eau ajoutée provient du forage au roc du site où l'essai est réalisé. Pour les essais à niveau remontant, l'eau est pompée avec une pompe péristaltique portable (Cole Parmer E/S Masterflex Portable Sampler, figure 7-18). Le débit de ce type de pompe étant relativement faible, l'ajustement du niveau d'eau peut prendre quelques minutes. Contrairement aux essais à niveau descendant, cet ajustement n'est pas instantané.

Comme mentionné dans les chapitres précédents, les essais où le niveau d'eau varie directement dans le tuyau du piézomètre sont longs. Pour la plupart des essais, on a laissé les capteurs de pression en place au moins un mois. Cette durée permet d'obtenir un graphique des vitesses suffisamment détaillé.

Tableau 7-3 : Procédure pour la réalisation des essais à niveau variable (tuyau de 52,5 mm).

Étape	Description
1	En arrivant sur le site, prendre la profondeur du niveau d'eau initial.
2	Démarrer des capteurs de pression d'eau et de pression atmosphérique. Utiliser une période de lecture de 30 minutes. Ce réglage permet de bien caractériser la période de 48 heures où les déformations sont plus importantes au début des essais. Noter le numéro du capteur
3	Attacher une ficelle ou un fil métallique au capteur de pression. Le fil doit être suffisamment long pour que le capteur ne soit pas dénoyé au cours de l'essai.
3	Noter la distance entre le point d'attache de la ficelle ou du fil métallique au sommet du puits, et le diaphragme du capteur (le point où la pression est mesurée). Noter la distance entre le point d'attache de la ficelle et le point de référence pour la prise des niveaux d'eau (pour ce projet, le sommet du tuyau de PVC). Ces deux distances permettent de convertir les lectures de pression en profondeurs d'eau par rapport au sommet du tuyau de PVC. Cette conversion permet de comparer les lectures initiale et finale du capteur de pression et de la sonde.
4	Changer rapidement le niveau d'eau et noter l'heure du changement de niveau d'eau. Pour les essais à niveau remontant, le changement du niveau d'eau est plus lent, la durée étant fonction du débit de la pompe.
5	Immédiatement après le changement du niveau d'eau, noter l'heure ainsi que le niveau final.

Pour la plupart des essais, on a estimé la profondeur du capteur en mesurant la longueur du fil métallique ou de la ficelle qui sert à suspendre le capteur. À l'aide d'une sonde électrique (figure 7-18), on a aussi mesuré la profondeur du niveau d'eau avant et après le changement de niveau d'eau. Cette profondeur a aussi été mesurée à la fin des essais.

En théorie, avec les méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005), il n'est pas nécessaire de connaître la profondeur du capteur ou les niveaux d'eau initial et final. Ces informations permettent toutefois de vérifier le bon fonctionnement de la compensation barométrique. En faisant la différence entre la profondeur du capteur et la hauteur d'eau compensée mesurée par le capteur, on doit obtenir une profondeur d'eau égale à celle qui est mesurée avec la sonde électrique. Le fait de mesurer le niveau d'eau au début et à la fin des essais permet aussi de vérifier si le capteur a bougé durant l'essai. Si celui-ci reste bien en place, la différence entre les mesures compensées au début et à la fin de l'essai doit être égale à la différence entre les profondeurs mesurées aux mêmes moments avec la sonde électrique.

Sur le terrain, tous les niveaux d'eau ont été pris par rapport aux tuyaux de PVC, jamais par rapport aux protecteurs (tube noir sur la figure 7-2). Contrairement aux protecteurs, les tuyaux de PVC sont ancrés profondément dans le sol. Ils sont moins susceptibles de bouger au gré des cycles de gel et de dégel.

La norme ASTM D4044 propose un protocole pour la réalisation des essais à niveau variable. La principale discordance entre la méthodologie du tableau 7-3 et celle qui est proposée dans la norme D4044 est que le suivi du niveau d'eau avant l'essai n'est pas fait sur une période de temps suffisamment longue. La norme D4044 recommande d'effectuer ce suivi sur une période de temps égale à la durée de l'essai. Cette recommandation est rarement respectée en pratique. Avec les essais réalisés dans les aquitards, le suivi des niveaux d'eau avant l'essai est très long (période d'au moins un mois pour les essais de cette thèse). Au cours de cette période, le niveau d'eau varie peu et il n'est pas représentatif de la charge de l'aquitard en raison du temps de réponse des puits d'observation qui est relativement long.

Piézomètre
8AC

Sonde à niveau
d'eau

Pompe
péristaltique



Figure 7-18 : Pompe péristaltique et sonde à niveau d'eau.

7.3.3 Essais à niveau variable ($d = 12,6$ mm)

Il est possible de diminuer la durée des essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm en réduisant la section du tuyau dans lequel le niveau d'eau varie. Pour étudier l'impact de la section S_{inj} sur le résultat des essais de perméabilité à niveau variable, des essais à niveau descendant ont été réalisés dans un tuyau avec $d = 12,6$ mm. La section S_{inj} est alors 17 fois plus petite que celle des tuyaux de 52,5 mm. Selon l'approche de Hvorslev (1951), les essais de perméabilité devraient alors être 17 fois plus courts. Ils devraient donc avoir une durée de l'ordre de 2 jours.

Les essais à niveau variable avec un tuyau de petit diamètre ont été réalisés à l'automne 2011 dans les forages 4AB, 6AH, 8AC et 9AH. Le montage qui a été utilisé pour réduire la section des puits d'observation est présenté à la figure 7-19. Il comprend un obturateur Solinst modèle 800 de 46 mm de diamètre auquel on a fixé une burette dont le diamètre intérieur est 12,6 mm. Un crochet a été fixé à la partie inférieure de l'obturateur pour attacher un capteur de pression. Pendant l'essai de perméabilité, l'obturateur isole la partie inférieure du puits d'observation et le niveau d'eau varie seulement dans la burette.

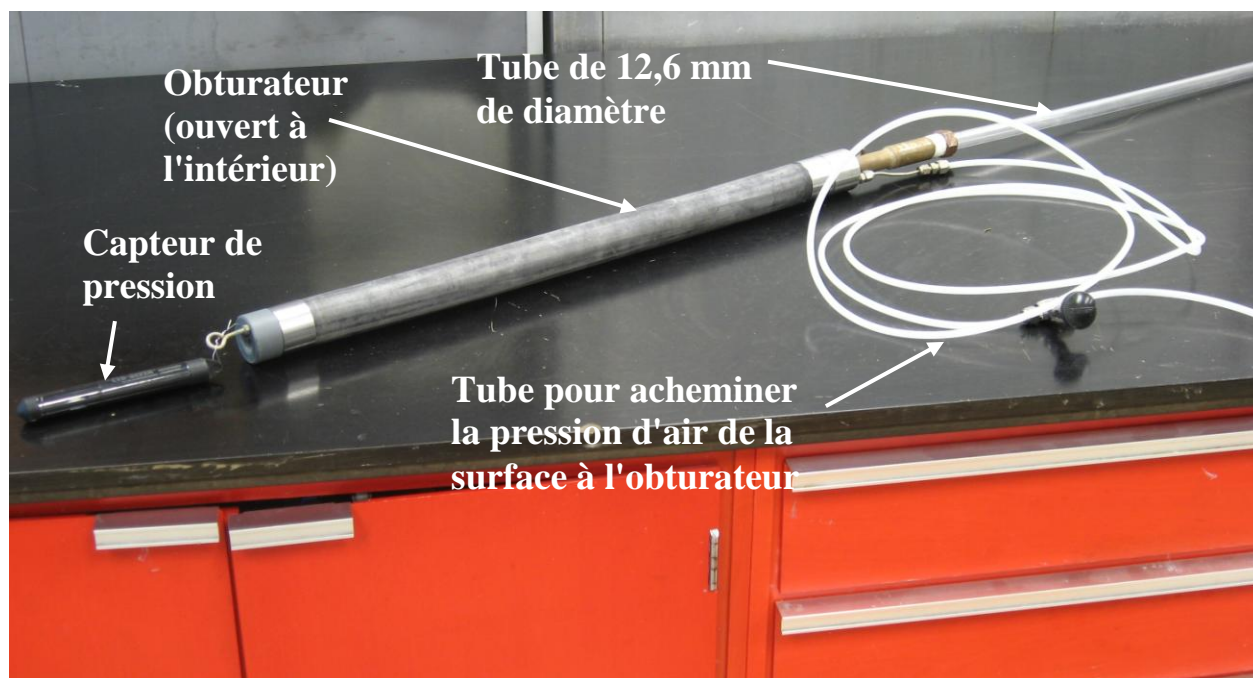


Figure 7-19 : Montage utilisé pour la réalisation des essais in situ à niveau variable avec $d = 12,6$ mm.

La procédure utilisée pour les essais à niveau variable avec $d = 12,6$ mm est détaillée au tableau 7-4. Avant de descendre l'appareil, on prend le niveau d'eau initial et on mesure la distance entre le diaphragme du capteur de pression et le sommet du tuyau de 12,6 mm de diamètre. Après avoir descendu l'appareil, on gonfle l'obturateur avec une pression de 300 kPa. On mesure ensuite la distance verticale entre le sommet de la burette et le sommet du tuyau de PVC. Pour démarrer l'essai, on remplit la burette jusqu'au bord. De cette façon, on connaît la position du capteur ainsi que les niveaux d'eau avant l'essai et au début de celui-ci.

Tableau 7-4 : Procédure pour la réalisation des essais à niveau variable (tuyau de 12,6 mm).

Étape	Description
1	En arrivant sur le site, prendre la profondeur du niveau d'eau initial.
2	Démarrer des capteurs de pression d'eau et de pression atmosphérique. Utiliser une période de lecture de 1 minute ou 30 secondes. Noter le numéro du capteur. Synchroniser une montre avec l'heure des capteurs de pression.
3	Attacher le capteur de pression au crochet qui est fixé sous l'obturateur.
4	Noter la distance entre le point de mesure du capteur et le sommet du tuyau clair. Cette distance permet de connaître la position du capteur durant l'essai.
5	Descendre l'obturateur dans le piézomètre. Idéalement, les étapes 5, 6 et 7 doivent être réalisées rapidement de manière à minimiser les perturbations de la charge hydraulique autour du puits avant le début des essais, sans toutefois pistonner le piézomètre durant la descente de l'obturateur.
6	Gonfler l'obturateur avec une pression de 300 kPa.
7	Changer rapidement le niveau d'eau et noter l'heure à la seconde près.
8	À la fin de l'essai, vérifier la pression de l'obturateur pour être certain qu'il a bien rempli son rôle jusqu'à la fin de l'essai.

La burette a une longueur d'environ 2,15 m. Avec la méthodologie qui est proposée dans cette section, l'essai doit être réalisé dans un puits d'observation où le niveau d'eau est à moins de 2,15 m du sommet du tuyau de PVC, de manière à ce que le niveau d'eau varie seulement dans le tube de la burette, et non au cœur de l'obturateur. Mis à part les puits du site 1, tous les puits d'observation de Lachenaie respectent ce critère.

CHAPITRE 8 CARACTÉRISATION DE L'ARGILE : RÉSULTATS

Ce chapitre propose une caractérisation détaillée des propriétés géochimiques et géotechniques de l'argile de Lachenaie. Ces informations permettent de compléter les résumés du programme de caractérisation qui ont été proposés précédemment (Benabdallah, 2010; Duhaime et al., 2010; 2012; Réginensi, 2009). Ce chapitre rend compte des essais dont la méthodologie a été présentée au chapitre 7. Certains résultats supplémentaires provenant de documents portant sur le même dépôt ont été utilisés (Dion, 1978; Fortin et al., 2008; GSI Environnement, 2001a).

Le chapitre débute par une description générale du dépôt, de ses propriétés géochimiques et géotechniques. Par la suite, un modèle géologique relatant l'histoire du dépôt est proposé. Une section du chapitre permet de situer le massif filtrant des puits d'observation par rapport aux résultats de la caractérisation.

Une part importante de ce chapitre est dédiée à la rigidité de l'argile (section 8.6). Comme ce projet vise à inclure l'effet des déformations du milieu poreux dans l'interprétation des essais de perméabilité in situ, les paramètres qui décrivent la rigidité de l'argile ont une importance particulière. Dans cette thèse, on a utilisé l'essai œdométrique et la surpression initiale des essais de choc hydraulique pour évaluer les modules M et G de l'argile Champlain. Les résultats obtenus à Lachenaie pour ces deux méthodes sont comparés aux propriétés mécaniques des argiles Champlain qui ont été présentées à la section 6.4.

Les paramètres de rigidité de la section 8.6 seront utilisés au chapitre 10, lorsque les essais de perméabilité seront interprétés en tenant compte des déformations. Les valeurs de K qui ont été obtenues à l'aide des méthodes d'interprétation classiques, celles qui supposent un squelette granulaire rigide, seront présentées et analysées au Chapitre 9.

8.1 Description générale du dépôt

Les 9 sites expérimentaux de Lachenaie présentent des stratigraphies similaires. Les figures 8-1 et 8-2 montrent deux profils géotechniques. Le premier est typique des sites où la couche d'argile est plus épaisse (sites 1, 2 et 3), alors que le second présente les résultats du site où la couche d'argile atteint son épaisseur minimum (site 8). Les autres profils géotechniques sont des versions

intermédiaires de ces deux pôles. Ils sont fournis à l'annexe 8. La position du massif filtrant des puits d'observation est montrée sur chaque profil à côté de l'échelle d'élévation. Même si la plupart des propriétés présentées sur les profils proviennent des forages au roc (forages R), les profils montrent aussi les résultats des essais réalisés avec les échantillons prélevés lors de l'installation des puits d'observation dans l'argile. Les trois puits d'observation de chaque site sont distants de quelques mètres seulement (< 10 m), et on observe généralement une bonne corrélation entre les propriétés de l'argile qui occupait le volume actuel des massifs filtrants (section 8.5), et les propriétés qui sont mesurées à la même élévation dans les forages au roc.

La première unité rencontrée sous la surface est une couche de sable. Dans le cadre de ce projet, cette couche a seulement été observée sur le site 2, mais on sait qu'elle est présente entre les sites 1 et 9, à l'emplacement de la sablière Thouin. Même s'ils n'ont pas été observés sur les sites 4 et 5, on sait que des bancs de sable sont présents à certains endroits en bordure de l'autoroute 640. On tire d'ailleurs certaines propriétés hydrogéologiques du sable de cette portion du dépôt. Selon Chapuis et al. (2005), le sable est relativement homogène. La valeur de K telle que déterminée à l'aide d'essais de pompage près de l'autoroute 640 est de l'ordre 7×10^{-4} m/s.

Toujours en surface, on observe aussi une couche de remblai hétérogène (bloc, gravier, sable, silt et terre végétale) de 5 m d'épaisseur sur le site 5.

Sous les dépôts superficiels de sable et le remblai, on retrouve une couche d'argile silteuse dont la couleur brunâtre indique un certain degré d'oxydation. L'épaisseur de la couche d'argile brune est inférieure à 3 m. Elle est un peu plus épaisse (5 m) sur le site 6 qui est situé à environ 20 m de la rivière des Mille-Îles. C'est probablement en raison de la forte dénivellation qui sépare le site 6 de la rivière que la couche d'argile oxydée est plus épaisse à cet endroit : la nappe est plus profonde. On peut aussi mentionner que c'est sur ce site que les plus grandes variations du niveau d'eau statique dans les puits d'observation installés dans l'argile ont été enregistrées. Pour le puits qui instrumente le haut de la couche d'argile du site 6 (6AH), la différence entre les niveaux d'eau maximum et minimum relevés entre 2008 et 2011 est de 3,2 m. Dans le bas de la couche d'argile (6AB), cet écart est de 2,9 m. Pour les autres puits d'observation installés dans l'argile et pour tous les piézomètres installés dans le roc, les écarts sont inférieurs à 1 m pour la même période.

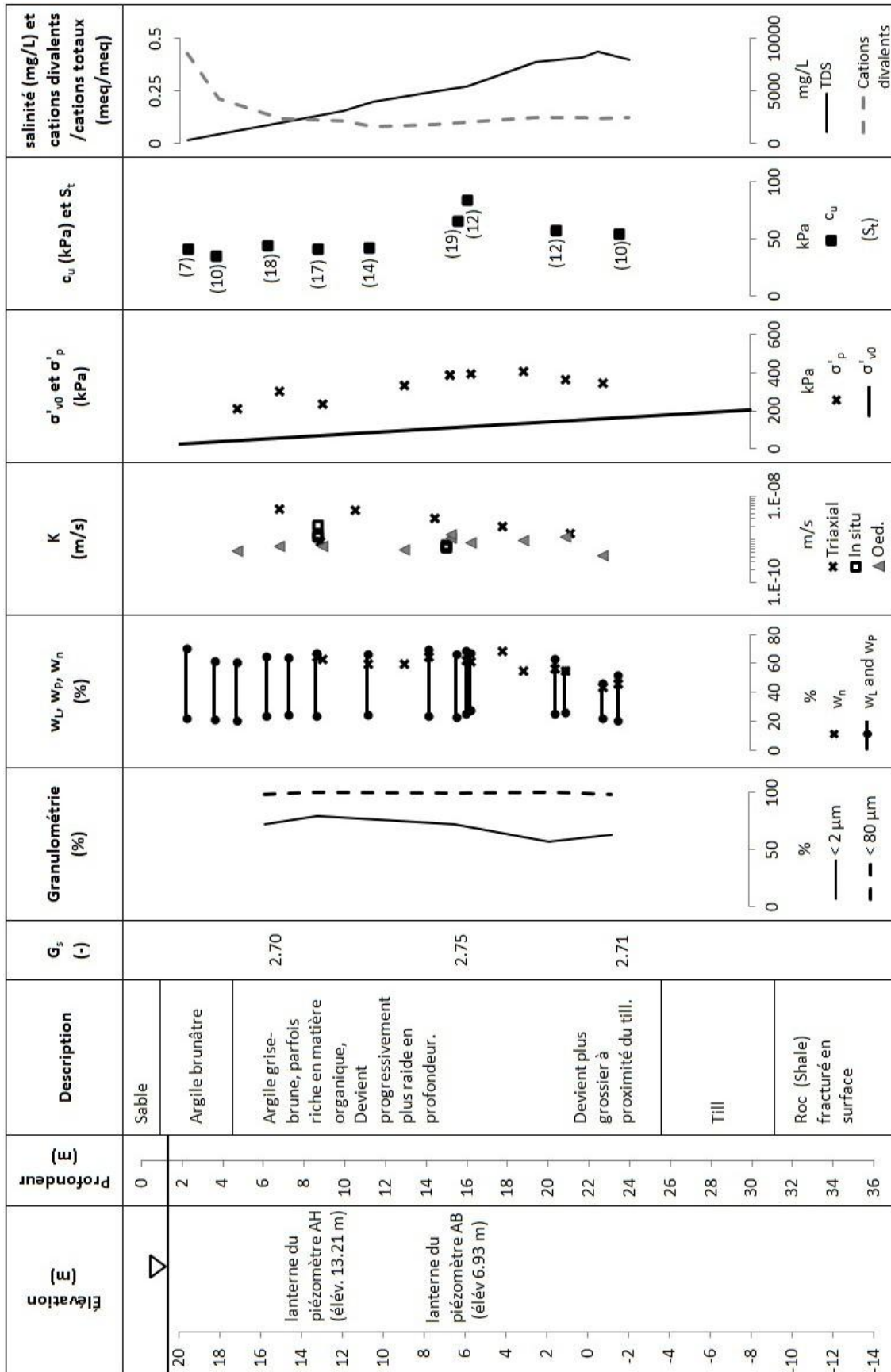


Figure 8-1 : Profil géotechnique pour le site 2.

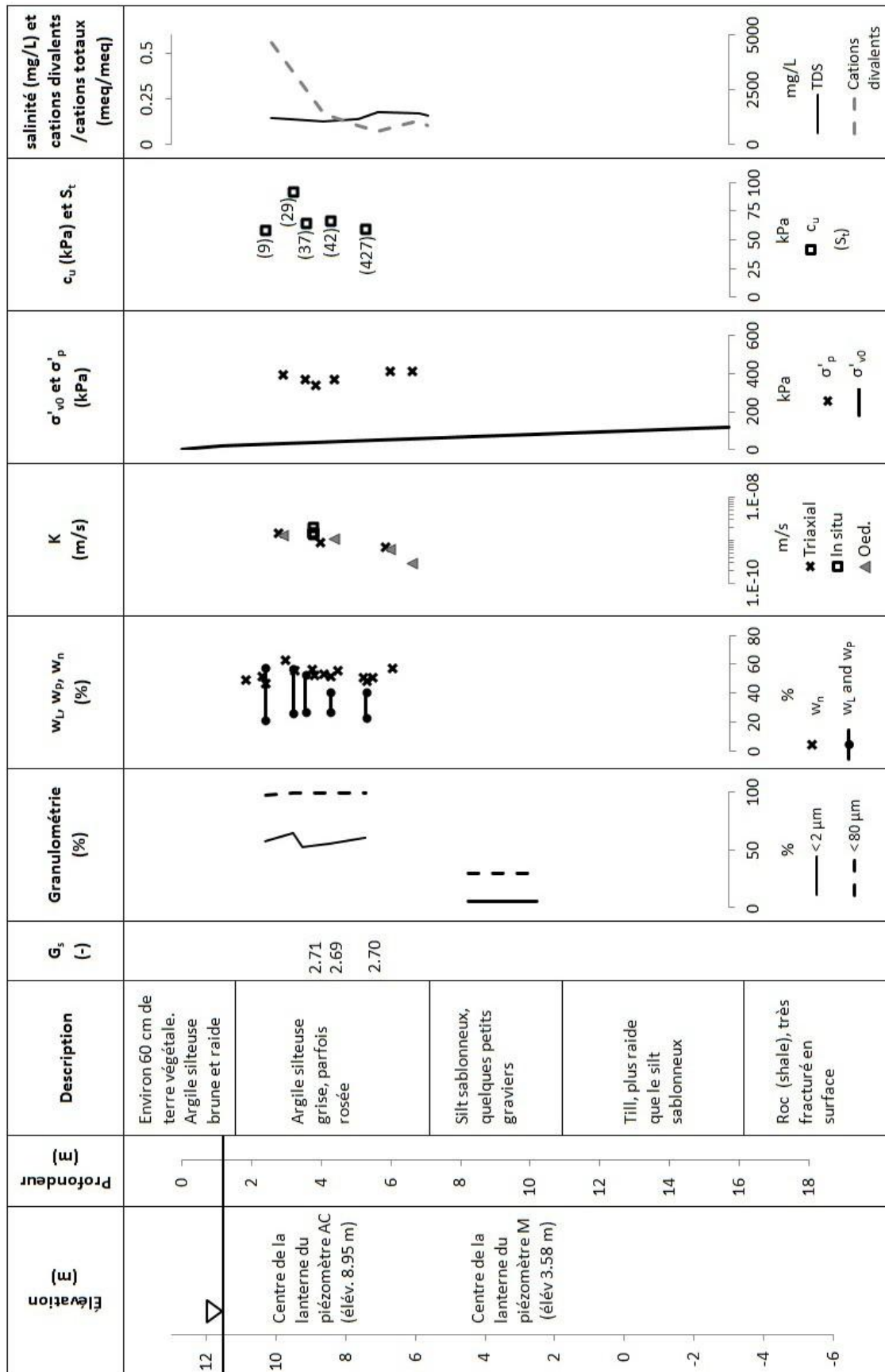


Figure 8-2 : Profil géotechnique pour le site 8.

En dessous de la couche d'argile oxydée, on retrouve l'argile silteuse grise visée par ce projet. L'épaisseur d'argile grise varie entre 11 et 24 m. Elle peut parfois contenir des horizons un peu plus rosés ou un peu plus riches en sable. Elle est somme toute assez homogène, même si on retrouve parfois dans le bas de la couche des horizons qui apparaissent être plus riches en matière organique (mouchetures noires) et en coquillages.

La granulométrie et les limites de consistance de l'argile grise sont semblables à celles qui ont été recensées pour les autres dépôts d'argile Champlain par Leroueil et al. (1983). Les valeurs du pourcentage passant à $2\ \mu\text{m}$ et de w_L varient respectivement entre 34 et 82 % et entre 39 et 78 % (figures 8-3 et 8-4).

Même si l'argile grise est visuellement assez homogène, les profils du pourcentage passant à $2\ \mu\text{m}$ et de w_L en fonction de l'élévation montrent clairement l'existence de deux couches distinctes (figures 8-3 et 8-4). On distingue un contraste marqué entre les valeurs de ces propriétés de part et d'autre d'une surface dont l'élévation est de 5 m pour la plupart des sites. Dans le haut, l'argile silteuse est plus plastique ($w_L > 60\%$) et elle contient une plus grande proportion de particules de taille inférieure à $2\ \mu\text{m}$ ($> 65\%$). Dans la couche du bas, l'argile devient plus silteuse et moins plastique à mesure que l'élévation diminue.

Les deux couches occupent des zones distinctes dans l'abaque de Casagrande (figure 8-5). Dans le système USCS (ASTM D2487), l'argile silteuse de la couche du haut hérite de l'appellation CH (argile grasse). Dans la couche du bas, on passe graduellement d'une argile de type CH à une argile de type CL (argile maigre). Pour les sites où la couche d'argile est moins épaisse (sites 5, 7 et 8), la transition entre les deux couches est observée à une élévation supérieure à 5 m (figure 8-4). Sur le site 8, la couche plus plastique du haut est absente et la couche du bas est observée jusqu'à une élévation de 10 m. L'existence de deux couches d'argile distinctes a été mentionnée dans les rapports de Depois (2005), Dion (1978), GSI Environnement (2001a), et Leahy (1980).

Les deux couches d'argile grise reposent en retour sur une couche de till dont l'épaisseur varie entre 1,5 et 6,6 m. Mis à part les sites 7 et 8, on rencontre toujours le contact entre l'argile et le till à une élévation allant de -2 à -4 m. Pour les sites 7 et 8, cette transition est plutôt observée à une élévation de 2 m. Le contact entre l'argile et le till est généralement brouillé par une transition où la granulométrie de la couche d'argile silteuse devient progressivement plus étalée et sableuse.

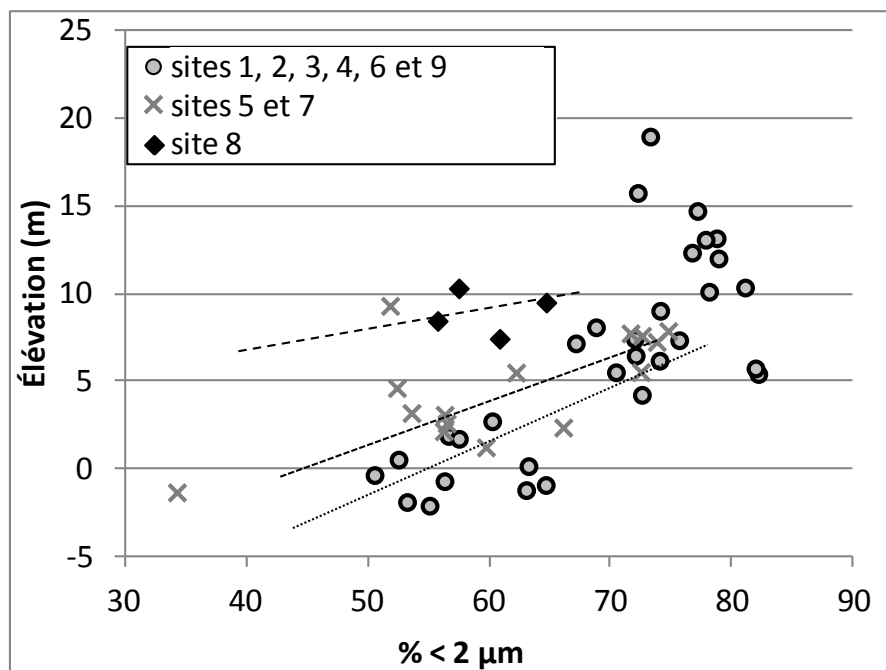


Figure 8-3 : Pourcentage passant à $2 \mu\text{m}$ pour l'argile de Lachenaie.

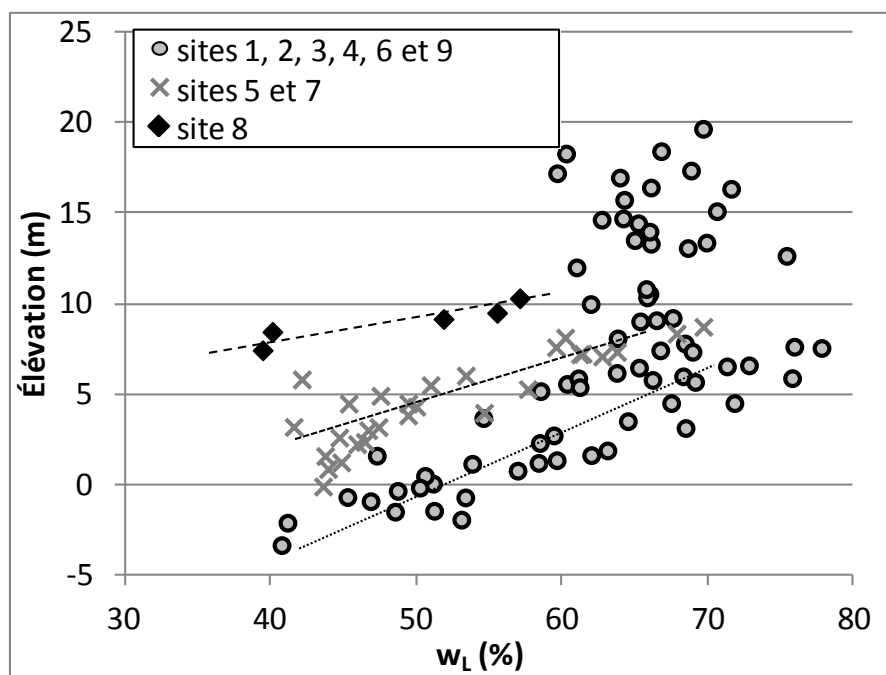


Figure 8-4 : Limite de liquidité pour l'argile de Lachenaie.

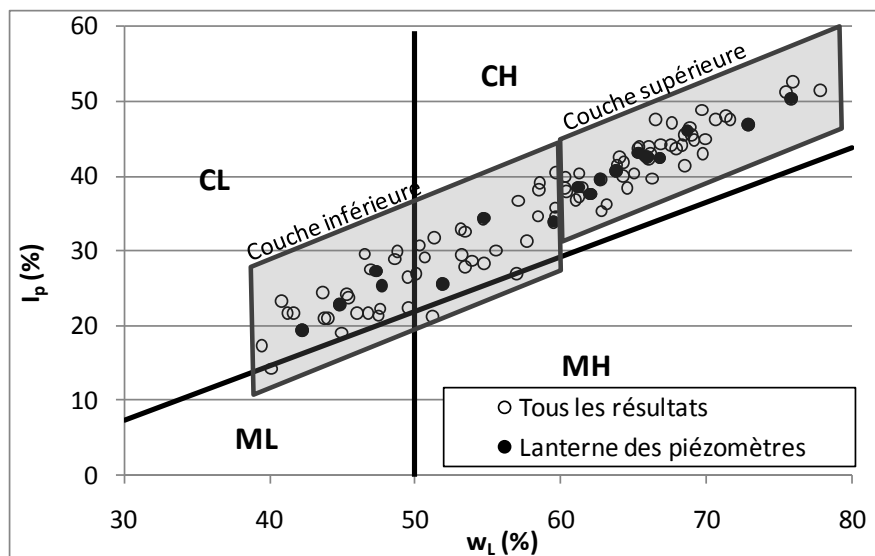


Figure 8-5 : Abaque de Casagrande pour l'argile de Lachenaie.

Sous le till, on rencontre le socle rocheux, à cet endroit le groupe d'Utica, un shale calcaireux noir. Aucun forage n'a atteint les calcaires du groupe de Trenton ou le shale de Nicolet, un shale gris. Rappelons que le contact de ce dernier avec le shale d'Utica est tracé à quelques kilomètres à l'ouest des sites 5 et 7 sur la carte de Clark (1972). La nature graduelle du contact entre le shale d'Utica et le shale de Nicolet explique probablement pourquoi ce dernier n'a pu être identifié.

Comme à bien d'autres endroits dans la vallée du Saint-Laurent (voir par exemple Cloutier et al., 2006), le roc est assez fracturé et perméable à l'interface avec le till. Dans les 9 forages au roc, pour les premiers 5 m, le RQD (*rock quality designation*) est presque toujours inférieur à 25%.

La figure 8-6 présente les isopaques d'argile à proximité des 9 sites expérimentaux de Lachenaie. Pour construire cette carte, on a complété les données des sites 1 à 9 à l'aide d'informations provenant de la base de données du ministère des transports du Québec (Fortin et al., 2008). Au total, 11 forages de cette base de données ont pu être utilisés. Ceux-ci sont représentés par des cercles sur la figure 8-6. On remarque que la couche d'argile s'amincit lorsqu'on s'éloigne des sites 1, 2 et 3. Aussi, à partir du site 4, l'épaisseur de la couche d'argile diminue si on se déplace selon l'orientation est-ouest, par exemple, si on emprunte l'autoroute 640 vers Repentigny ou vers Mascouche. La position des isopaques est généralement en accord avec l'information présentée

sur les cartes et les sections de Dion (1978). Selon ces dernières, la couche d'argile serait complètement absente au nord du site 7 et à quelques kilomètres à l'ouest du site 8 (figure 7-1).

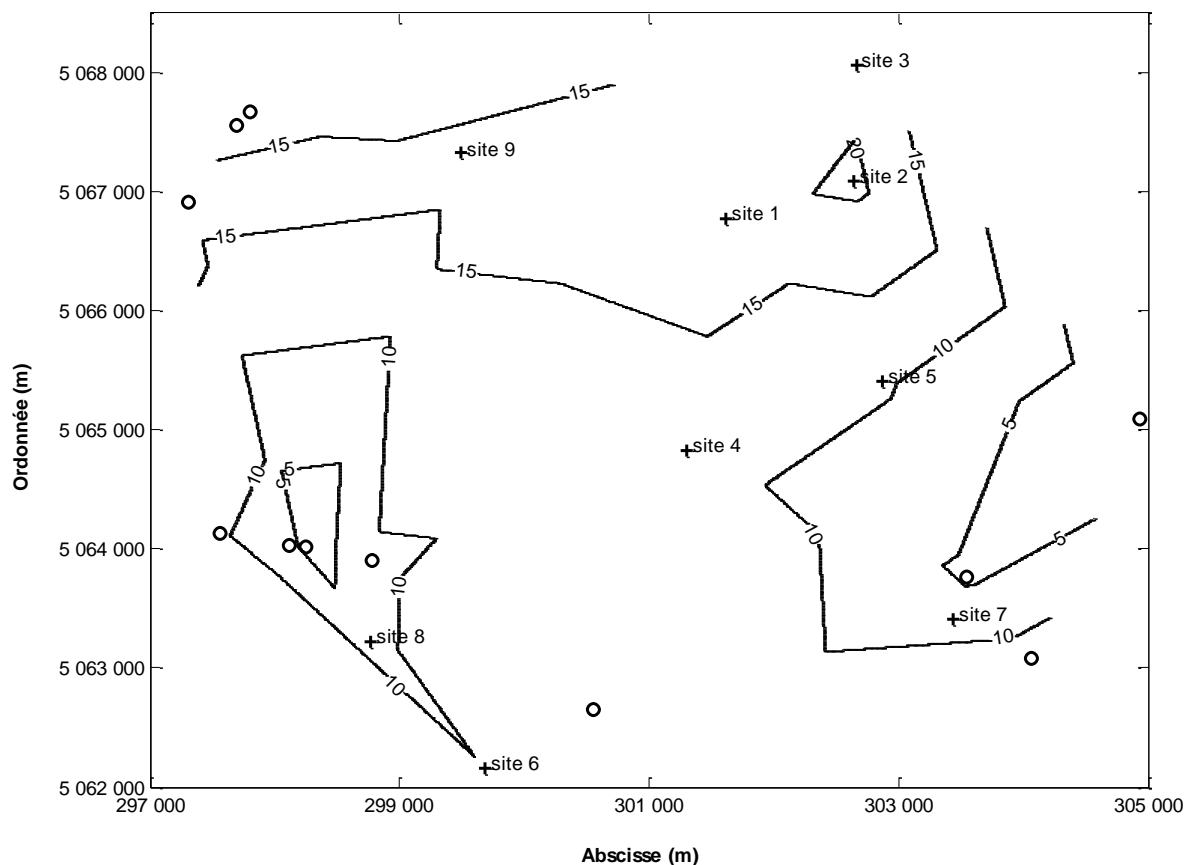


Figure 8-6 : Isopaques de la couche d'argile grise à proximité des sites 1 à 9.

8.2 Géochimie, minéralogie et sensibilité

Un des traits distinctifs du dépôt d'argile de Lachenaie par rapport aux autres dépôts d'argile Champlain est la salinité élevée de son eau interstitielle (Benabdallah, 2010; Régini, 2009). Pour les 9 sites, cette salinité augmente avec la profondeur (figure 8-1). Elle peut dépasser 15 g/L lorsqu'on s'approche du roc.

Dans le cadre de cette thèse, l'intérêt qui a été porté aux propriétés géochimiques de l'eau interstitielle relève du fait que celles-ci ont une influence importante sur les propriétés mécaniques et hydrauliques de l'argile. Dans le cas des argiles Champlain, on s'intéresse

habituellement à l'impact de la salinité sur la sensibilité, mais il est probable que d'autres propriétés mécaniques (par exemple la rigidité et la thixotropie) soient affectées par la chimie de l'eau interstitielle. Du côté des propriétés hydrauliques, il a été mentionné précédemment qu'une réduction de la salinité peut entraîner une réduction de K (section 7.2.3). La géochimie de l'eau interstitielle peut aussi être le reflet de la distribution de certaines propriétés hydrauliques. Par exemple, la géochimie de certains isotopes radioactifs peut permettre d'identifier la zone active du dépôt d'argile, la portion du dépôt qui est fissurée et plus perméable (O'Shaughnessy & Garga, 1994).

Conformément aux conclusions tirées par Carson (1981), l'épaisseur de la couche d'argile est un facteur déterminant dans le processus de lessivage qui est responsable de la sensibilité des argiles Champlain. Exception faite du site 6, le site 8 est à la fois celui où la couche d'argile atteint son épaisseur minimum, celui où on observe la plus faible salinité de l'eau interstitielle à proximité du roc, et celui où la valeur maximum de S_t est la plus élevée (427). À Lachenaie, on observe une corrélation très claire entre l'épaisseur de la couche d'argile grise (en excluant la couche d'argile oxydée) et la salinité maximum rencontrée à proximité du roc (figure 8-7).

Le site 6 semble être influencé par un régime hydraulique particulier. La salinité maximum pour ce site est relativement élevée par rapport à l'épaisseur de la couche d'argile. L'épaisseur de la couche d'argile n'est donc pas le seul facteur qui contrôle le lessivage. La Rochelle (1970) présente d'ailleurs certains exemples de sites où la progression du lessivage est plus importante là où la couche d'argile est épaisse. Il explique l'absence de lien entre salinité maximum et épaisseur de la couche d'argile par les variations locales du gradient hydraulique et du sens de l'écoulement dans l'argile (ascendant versus descendant).

La chimie de l'eau interstitielle du dépôt d'argile de Lachenaie ne correspond pas à une simple dilution de l'eau de la mer Champlain par l'eau météorique qui s'est infiltrée dans le dépôt au cours des derniers 10 000 ans (Benabdallah, 2010; Réginski, 2009). Le rapport entre les différents cations et anions majeurs varie avec l'état d'avancement du processus de lessivage. Pour tous les sites, on remarque que la concentration d'ions sulfates (SO_4^{2-}) est très faible par rapport à celle d'une eau de mer diluée. Au contraire, les ions bicarbonates (HCO_3^-) sont présents à des concentrations supérieures à celles qui seraient attendues d'une eau de la mer Champlain qui n'aurait pas été diluée (Réginski, 2009). Pour l'ensemble des sites, la composition chimique

de l'eau interstitielle montre un rapport plus élevé que l'eau de mer entre les cations divalents (Ca^{2+} et Mg^{2+}) et monovalents (K^+ et Na^+) pour de faibles profondeurs (figures 8-1 et 8-2).

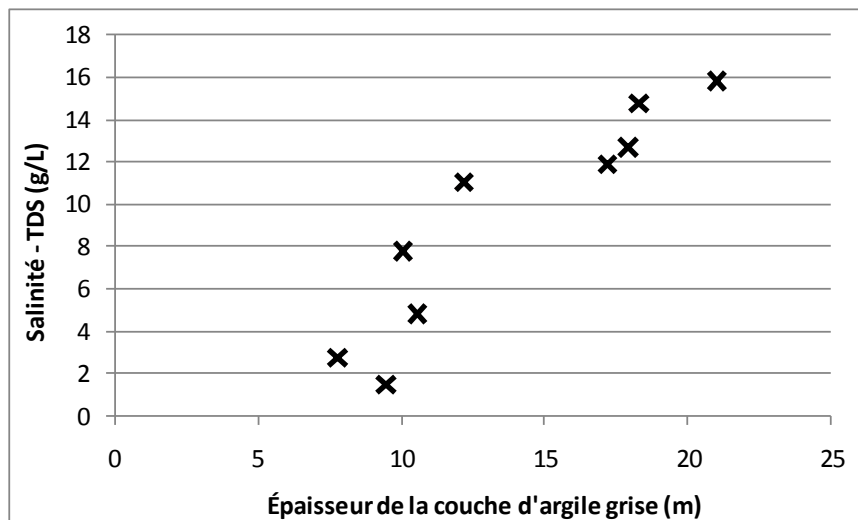


Figure 8-7 : Relation entre salinité maximale et épaisseur de la couche d'argile non oxydée pour les 9 sites de Lachenaie.

Bien qu'on ne dispose pas de preuves directes, il est probable que les concentrations extrêmes de HCO_3^- et SO_4^{2-} soient dues à des réactions biologiques de sulfato-réduction et de méthanogénèse. (Réginski, 2009). Ces deux types de réactions produisent des ions HCO_3^- .

Comme la salinité de l'eau interstitielle est relativement élevée pour la plupart des profils, les valeurs de S_t sont faibles par rapport à celles que l'on rencontre pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain. Près de 80 % des valeurs de S_t sont inférieures à 20. On retrouve toutefois des valeurs de S_t supérieures à 60 pour les sites 5 et 8.

L'obtention de valeurs élevées de S_t lors du lessivage nécessite trois conditions principales : la salinité, l' I_p et le rapport cations divalents/cations totaux doivent être faibles. La figure 8-8 présente la relation entre S_t et la salinité pour les spécimens caractérisés dans le cadre de ce projet (représentés par des croix) et pour des spécimens provenant de l'ensemble du bassin de la mer Champlain (représentés par des cercles, Lefebvre & Grondin, 1978). On y distingue les spécimens ayant à la fois un I_p faible ($I_p \leq 30\%$) et peu de cations divalents (cations divalents / cations totaux $< 15\%$ meq), des spécimens qui ne respectent pas l'une ou

l'autre de ces conditions. On remarque que ces derniers (marqueurs noirs) sont systématiquement associés à de faibles valeurs de S_t . La figure 8-8 présente aussi une enveloppe qui donne la sensibilité maximale de l'argile Champlain en fonction de la salinité (TDS) pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain (Duhaime et al., 2010; 2012a). Cette enveloppe s'applique aux salinités supérieures à 1500 mg/L.

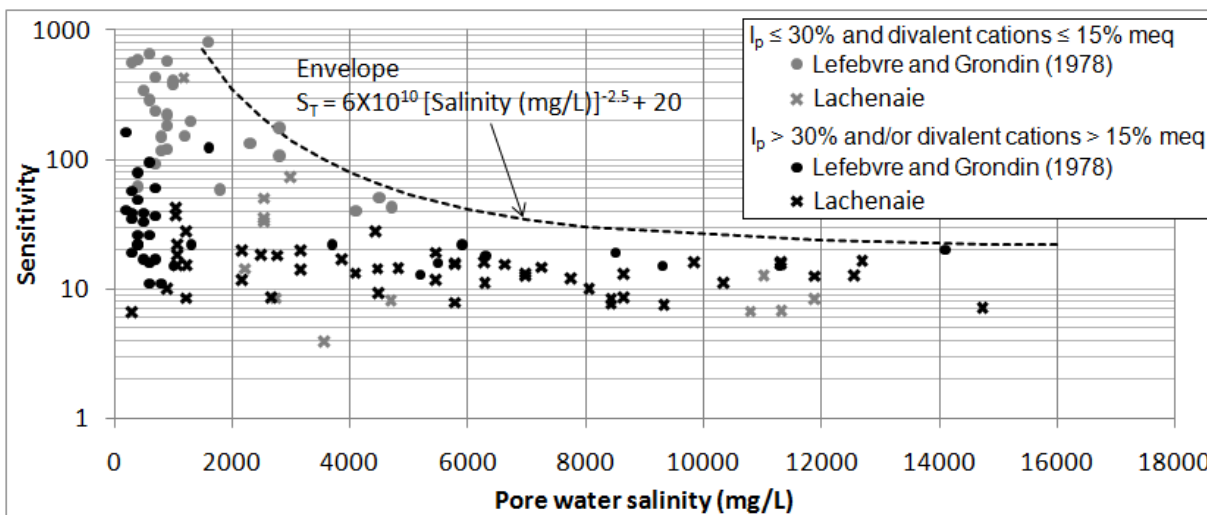


Figure 8-8 : Relation entre salinité et sensibilité pour les argiles Champlain (Duhaime et al., 2012a).

Les mouchetures noires qui sont observées plus souvent dans la couche du bas ne sont pas nécessairement liées à une plus forte teneur en matière organique. Les mesures de perte au feu indiquent que c'est autour de l'élévation $z = 5$ m que la teneur en matière organique est la plus élevée (Réginiensi, 2009). Pour le site 9, la teneur en matière organique est d'environ 2,5% autour de cette élévation, alors qu'elle varie entre 1 et 2% dans la couche du bas, en dessous de $z = 5$ m (figure 8-9).

Notons que le décompte des foraminifères présents dans l'argile supporte l'observation d'une plus forte teneur en matière organique autour de $z = 5$ m. Pour le site 9, c'est à cette élévation qu'on les retrouve en plus grand nombre (figure 8-9). Un exemple de foraminifères présents dans le dépôt d'argile de Lachenaie est présenté à la figure 8-10. Cette figure montre surtout ce qui semble être des spécimens d'*Elphidium excavatum*, une espèce très présente dans les dépôts d'argile

Champlain (Guilbault, 1989). Cette espèce est particulièrement adaptée aux variations de la salinité. Elle demande toutefois une salinité supérieure à environ 10 g/L (Miller et al., 1982).

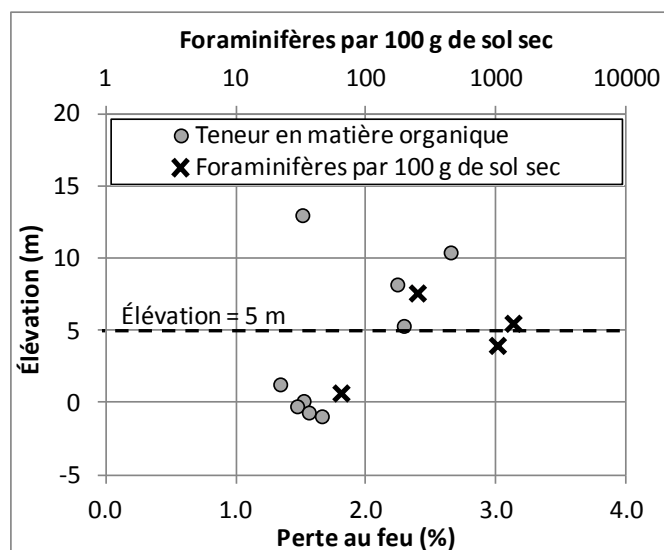


Figure 8-9 : Teneur en matière organique et décompte des foraminifères en fonction de l'élévation (site 9).

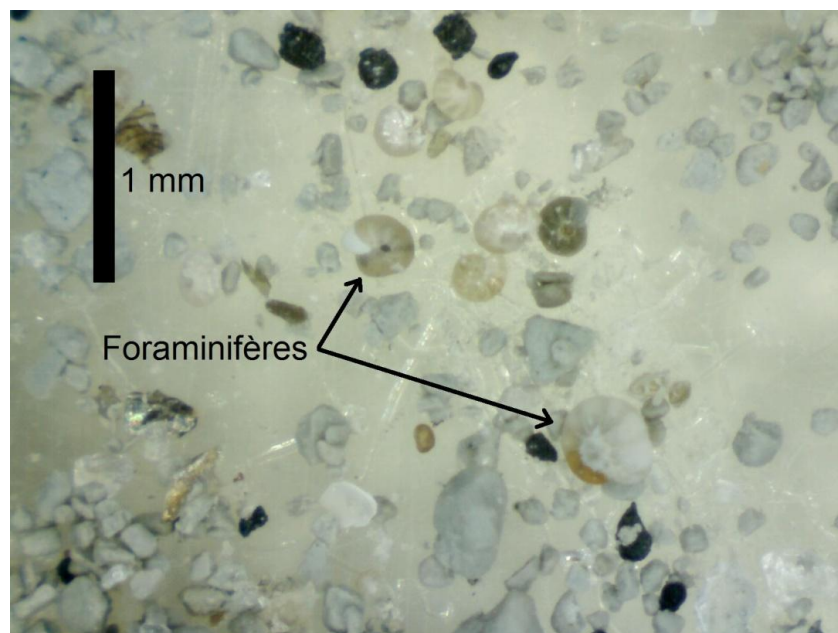


Figure 8-10 : Exemples de foraminifères présents dans l'argile de Lachenaie.
Site 9, élévation de 3,98 m.

Comme l'ont observé Donovan & Lajoie (1979), la présence de mouchetures noires serait possiblement liée au potentiel d'oxydoréduction de l'argile et à la précipitation de monosulfures de fer ou de pyrite. La présence de mouchetures noires dans le dépôt d'argile serait alors liée aux conditions réductrices qui prévalent dans le bas du profil d'argile et dans le shale d'Utica. Les poches de méthane qui sont fréquemment rencontrées lors des opérations de forage dans la région, le dégazage permanent des forages au roc, les concentrations élevées de HCO_3^- dans l'eau interstitielle et la couleur rougeâtre de l'eau lorsqu'elle est exposée à l'air ambiant sont d'autres témoins du caractère réducteur de la géochimie de ce dépôt d'argile. Notons que la présence de pyrite dans le roc est supportée par les résultats de la DRX. Ce n'est toutefois pas le cas pour la couche d'argile de Lachenaie. On ne peut donc pas confirmer que les mouchetures noires sont associées à la présence de monosulfures de fer ou de pyrite.

La figure 8-11 présente les concentrations relatives des isotopes ^{13}C et ^{14}C pour les atomes de carbone des ions HCO_3^- de l'eau interstitielle des sites 6 et 9. L'activité du ^{14}C ($A^{14}\text{C}$) est exprimée en pmC (*percent modern carbon*), un ratio entre le nombre de désintégrations par unité de temps de l'échantillon et d'un standard d'acide oxalique préservé au *National Institute of Standards and Technology* (NIST), aux États-Unis (Clark & Fritz, 1997). Une activité de 100 pmC correspond à du carbone jeune, soit approximativement à la quantité de ^{14}C que l'on retrouve dans l'atmosphère aujourd'hui. Une activité de 0 pmC indique au contraire une absence de ^{14}C (carbone âgé de plusieurs dizaines de milliers d'années). On doit se rappeler que le passage d'une activité ^{14}C vers un âge réel est relativement complexe (voir la section 6.2 de cette thèse; Benabdallah, 2010; Clark & Fritz, 1997). Cette question ne sera pas abordée dans cette thèse.

La quantité de ^{13}C dans un échantillon ($\delta^{13}\text{C}$), un isotope stable du carbone, est exprimée sous forme de ratio par rapport au standard PDB (Bélemnite de la formation Pee-Dee; Clark & Fritz, 1997) :

$$\delta^{13}\text{C} = \left(\frac{\left(\frac{^{13}\text{C}}{^{12}\text{C}} \right)_{\text{échantillon}}}{\left(\frac{^{13}\text{C}}{^{12}\text{C}} \right)_{\text{PDB}}} - 1 \right) 1000\text{‰} \quad (8.1)$$

La figure 8-11 montre que les valeurs de $\delta^{13}\text{C}$ dans le bas du profil sont élevées (généralement entre 4 et 38 ‰). On observe la même tendance pour tous les sites. La principale cause d'un tel enrichissement en ^{13}C est encore une fois la biométhanisation (Clark & Fritz, 1997). Celle-ci

produit des ions HCO_3^- qui sont fortement enrichis en isotopes lourds du carbone (^{13}C). Par conséquent, la géochimie des isotopes du carbone dans le bas du profil donne un autre indice de l'influence de la méthanogénèse sur la géochimie de l'eau interstitielle et du faible potentiel d'oxydo-réduction de l'eau interstitielle. Notons que les valeurs élevées de $\delta^{13}\text{C}$ sont associées à de faibles valeurs de $A^{14}\text{C}$. La source du carbone pour la biométhanisation est très vieille. Elle n'est donc pas liée aux activités du LET. La méthanogénèse de la matière organique issue du LET produirait des ions HCO_3^- enrichis à la fois en ^{14}C et ^{13}C .

Certains profils des isotopes du carbone présentent une discontinuité dans les valeurs de $A^{14}\text{C}$ et $\delta^{13}\text{C}$. Au-dessus de cette discontinuité, les valeurs de $A^{14}\text{C}$ sont plus variables et relativement élevées (> 60 pmC). Les valeurs de $\delta^{13}\text{C}$ sont quant à elles assez faibles (de l'ordre de -15 ‰). Cette signature isotopique est caractéristique d'une eau jeune en équilibre avec des atomes de carbone issus de matière organique en décomposition dans le sol (Clark & Fritz, 1997, pp. 119-120). On en déduit que la discontinuité correspond au bas de la zone active, la zone fissurée de l'argile. La variabilité des valeurs de $A^{14}\text{C}$ et $\delta^{13}\text{C}$ est probablement liée à la discontinuité des fissures.

La profondeur de la zone active a été délimitée approximativement pour les deux sites de la figure 8-11. Pour la plupart des sites, la zone active atteint une profondeur inférieure à 5 m, probablement en raison de la topographie qui est relativement plane à Lachenaie.

La zone active est plus profonde pour les sites 5 (13 m), 6 (10 m) et 9 (6 m). Les sites 6 et 9 sont situés en tête de talus, en bordure de la rivière des Mille-Îles et du ruisseau de la Cabane Ronde. L'argile du site 5 a probablement été remaniée. Les profils de la salinité et des isotopes du carbone sont très irréguliers pour ce site. Il est intéressant de noter que le site 5 est situé à environ 10 m du lac des Sœurs, et qu'une couche de 5 m de remblai hétérogène a été rencontrée en surface lors des opérations de forage. Sur la carte de Dion (1978), le lac des Sœurs est identifié comme étant une carrière. Ce n'est pas un lac naturel.

La minéralogie des argiles de Lachenaie a été déterminée à l'aide de 7 diffractions aux rayons X pour les forages des sites 2 et 6 (Réginski, 2009). Les gammes de composition obtenues sont présentées au tableau 8-1. Les proportions varient peu d'un échantillon à l'autre ($< 5\%$). Comme prévu, on retrouve surtout des minéraux primaires broyés (quartz, feldspaths et amphiboles). On retrouve peu de minéraux actifs (smectite, illite, chlorite). La diffraction aux rayons X ne permet

pas de distinguer la muscovite, un mica, de l'illite, un minéral de la famille des argiles. Le pourcentage total de ces deux minéraux indique toutefois que la proportion d'illite est inférieure à 15 %.

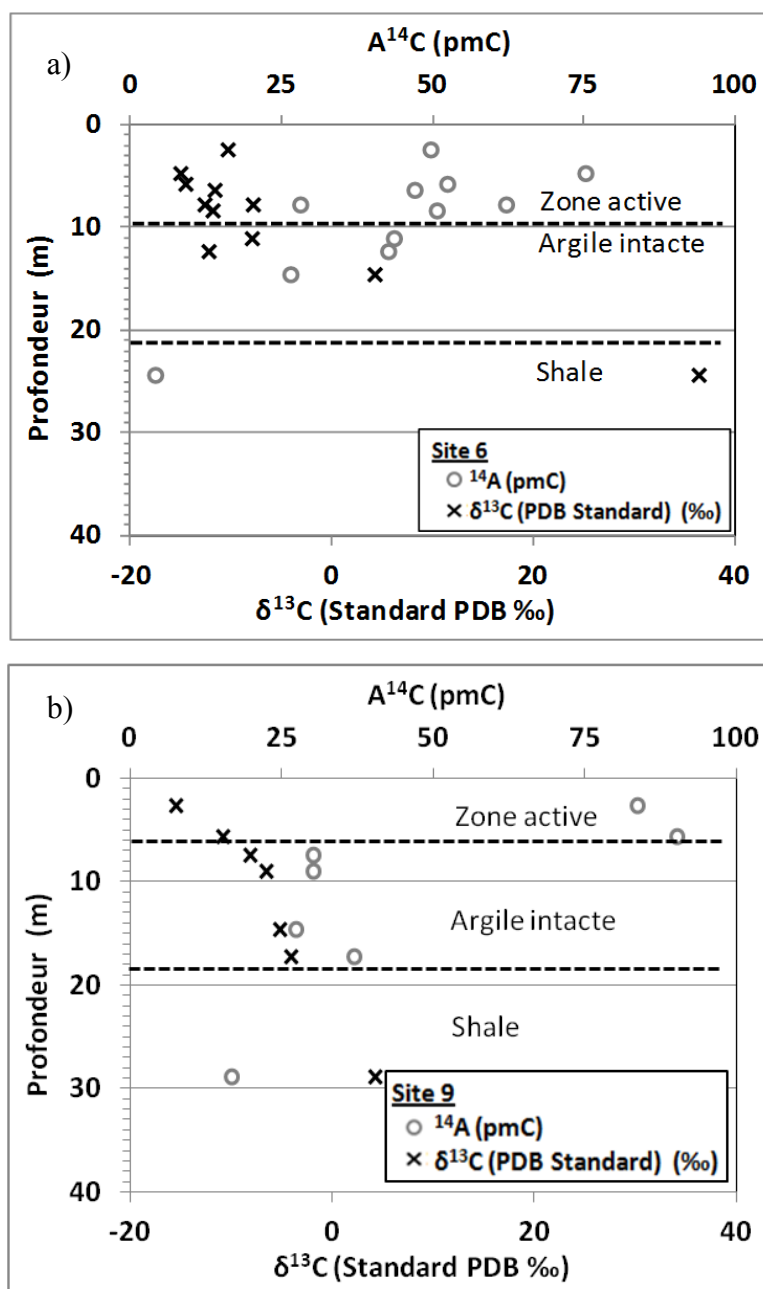


Figure 8-11 : Profils des isotopes du carbone des ions HCO_3^- pour l'eau interstitielle.

a) site 6; b) site 9.

Bien que la minéralogie varie peu d'un échantillon à l'autre, on remarque que la teneur en phyllosilicates (mica, illite, chlorite) est plus élevée dans la couche du haut, là où le pourcentage de particules $< 2 \mu\text{m}$ est plus important (figure 8-12). Cette observation confirme l'existence d'une corrélation entre le pourcentage passant à $2 \mu\text{m}$ et le pourcentage de phyllosilicates, une corrélation qui a été observée pour l'est de l'île de Montréal et pour la vallée de la rivière Outaouais par Foscal-Mella (1976) et Torrance (1988).

En comparant la minéralogie présentée au tableau 8-1 à l'information présentée dans la revue de littérature, on constate que la minéralogie de l'argile de Lachenaie est comparable à celles des argiles Champlain que l'on retrouve ailleurs dans la vallée du Saint-Laurent.

Comme la minéralogie varie peu avec l'élévation, on serait en droit de s'attendre à ce que les valeurs de la densité des solides (G_s) soient à peu près constantes sur chacun des profils. Toutefois, la représentation de l'ensemble des valeurs de G_s avec les groupements de sites utilisés pour la figure 8-4 montre une tendance claire par rapport à l'élévation (figure 8-13). Dans la couche du haut, les valeurs de G_s augmentent avec la profondeur. À $z = 5 \text{ m}$, la valeur de G_s est supérieure à 2,75. Dans la couche du bas, les valeurs de G_s sont plus variables. On obtient même des valeurs inhabituellement faibles ($< 2,70$) pour un dépôt d'argile Champlain. Ces variations sont pour l'instant difficiles à expliquer.

Tableau 8-1 : Minéralogie des argiles de Lachenaie.

Minéraux	Proportion (%)
Quartz et feldspaths	55-70
Chlorite	10-20
Illite and muscovite	5-15
Amphibole	5-10
Carbonates	1-5

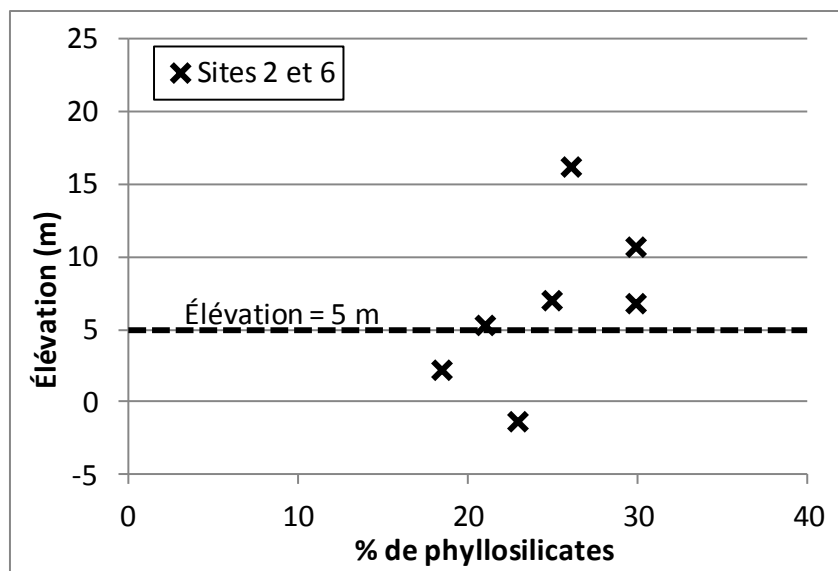
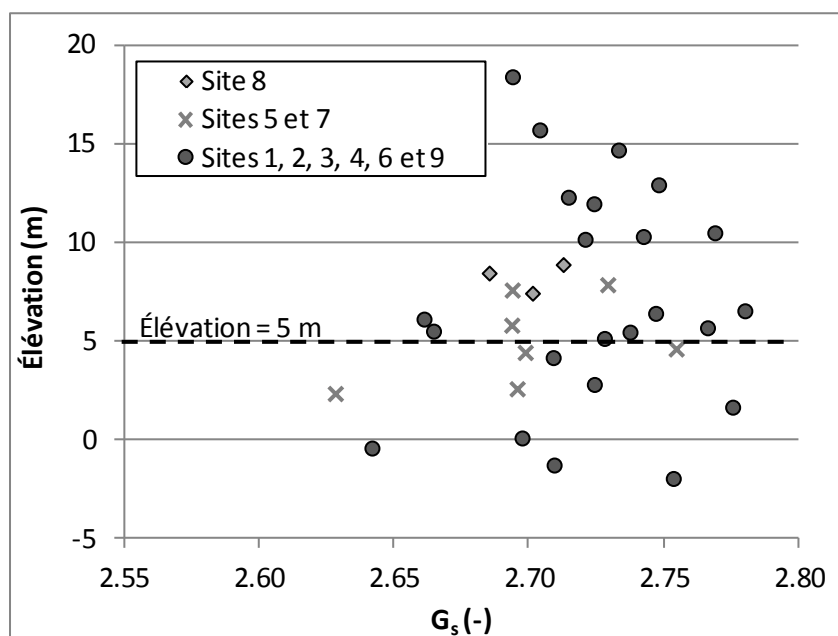


Figure 8-12 : Pourcentage de phyllosilicates selon l'élévation pour l'argile de Lachenaie.



8.3 Résistance au cisaillement et pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation de l'argile de Lachenaie est très élevée pour un dépôt d'argile Champlain. Les valeurs de σ'_p varient entre 180 et 580 kPa. Les profils géotechniques présentés dans la littérature pour la région de Terrebonne et Mascouche rapportent des résultats similaires (Dion, 1978; GSI Environnement, 2001a; Marchand & Tavenas, 1980). Si on exclut les échantillons prélevés dans la couche d'argile oxydée, la portion du dépôt qui est affectée par les cycles de gel-dégel et les variations saisonnières du niveau de la nappe, le rapport de surconsolidation (OCR), pour les neuf sites, varie entre 1,8 et 11. L'argile est donc surconsolidée.

Comme la pression de préconsolidation, la résistance au cisaillement des argiles de Lachenaie est élevée. Les valeurs de c_u mesurées avec le cône suédois varient entre 28 et 97 kPa. Avec le scissomètre, la résistance varie entre 31 et 125 kPa (GSI Environnement, 2001a). Les profils qui ont été extraits de la base de données du MTQ donnent les mêmes gammes de valeurs.

En général, les valeurs de σ'_p et c_u diminuent avec l'élévation (figure 8-14). En raison de la pente naturelle du terrain, la pression de préconsolidation augmente pour une même profondeur si on se dirige du nord vers le sud, par exemple du site 3 vers la rivière des Mille-Îles et le site 6. La figure 8-14 montre aussi que pour une même élévation, σ'_p et c_u augmentent si on se déplace vers l'ouest (vers les sites 8 et 9).

Les valeurs de σ'_p des échantillons prélevés à moins de 5 m de profondeur ne sont pas présentées sur la figure 8-14 parce qu'elle pourraient avoir été affectées par les cycles de gel et dégel et les fluctuations annuelles de la position de la nappe.

Pour plusieurs sites, σ'_p et c_u atteignent des valeurs maximales à une élévation qui avoisine 5 m. C'est le cas du site 2 (figure 8-1). Sous cette élévation, les valeurs de σ'_p et c_u demeurent constantes ou elles diminuent.

Pour des argiles peu plastiques (I_p faibles) consolidées en présence d'une nappe près de la surface du sol et d'un équilibre hydrostatique des pressions, la pente de la relation entre σ'_p et l'élévation z est approximativement égale ou légèrement supérieure au poids déjaugé de l'argile ($\gamma'_{\text{sat}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$). C'est ce que Bouchard et al. (1983) ont observé pour les argiles de Saguenay. Des pentes de 9 à 10 kN/m³ ont été obtenues pour un poids déjaugé de 8,3 kN/m³.

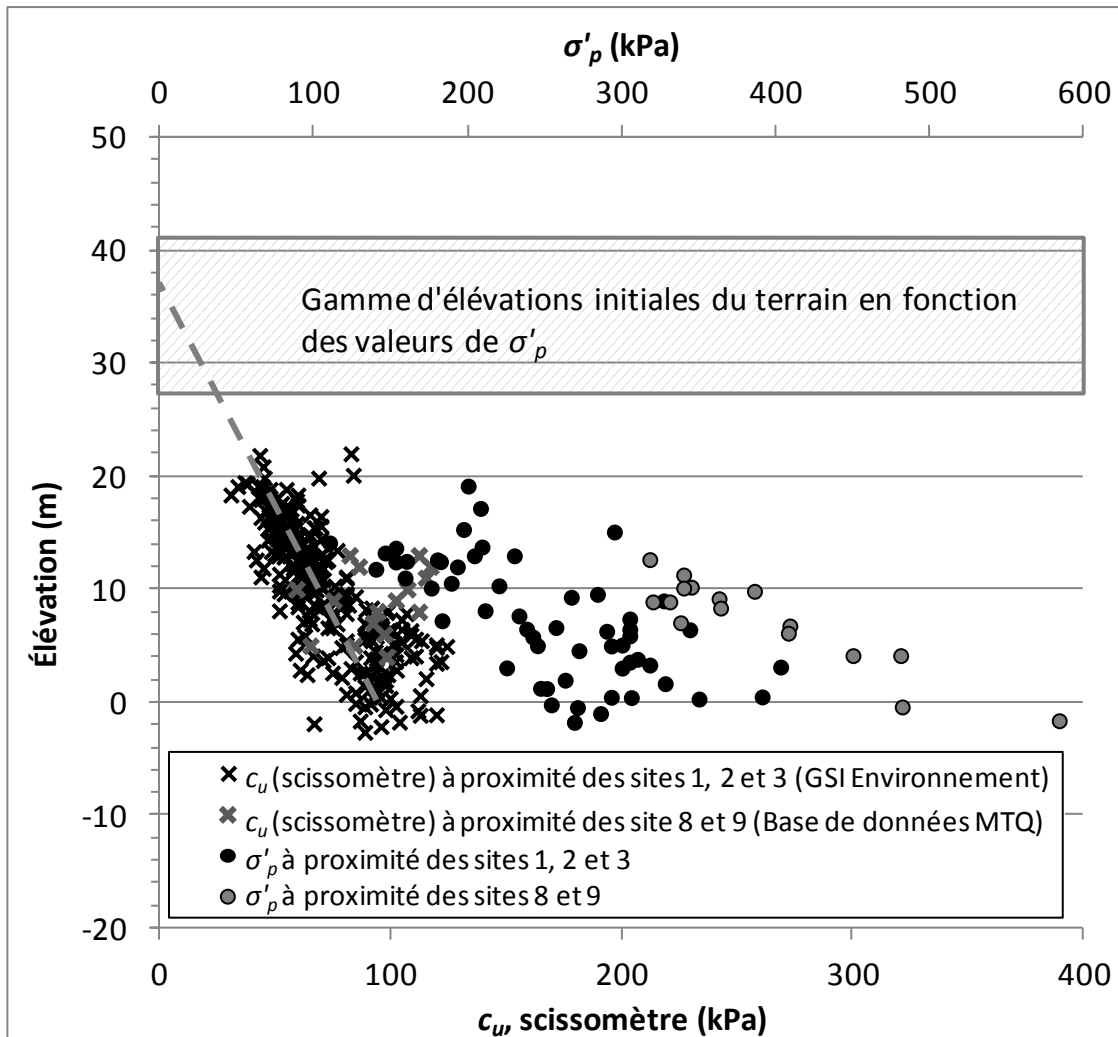


Figure 8-14 : profils de σ'_p et c_u pour l'argile de Lachenaie.

Pour l'argile de Lachenaie. La pente des profils de σ'_p est significativement plus élevée que le poids déjaugé de l'argile. Par exemple, pour le site 2 (figure 8-1), si on considère seulement la portion du profil au-dessus de $z = 5$ m, on obtient une pente de 14 kN/m^3 , pour un poids volumique déjaugé de $6,4 \text{ kN/m}^3$ ($w = 60\%$, $G_s = 2,72$). Pour certains forages, la pente est supérieure à 14 kN/m^3 .

On peut donner plusieurs explications à la forte pente de la relation entre σ'_p et z pour l'argile de Lachenaie. Tout d'abord, on ne peut pas exclure que le gradient hydraulique ait déjà été suffisamment élevé dans le passé pour produire une force volumique supérieure au poids déjaugé de l'argile. Aujourd'hui, les gradients hydrauliques qui sont observés à Lachenaie sont faibles

(généralement $< 0,1$), mais on en sait relativement peu sur la variation du gradient hydraulique entre la formation du dépôt et aujourd'hui. Avec $\gamma' = 6,4 \text{ kN/m}^3$, un gradient hydraulique vertical de 0,8 (écoulement vers le bas) serait nécessaire pour obtenir une force volumique de 14 kN/m^3 .

Deuxièmement, une partie du gradient élevé de σ'_p doit être due à la consolidation secondaire. Le fluage peut produire un profil de linéaire de σ'_p avec une pente supérieure à celle qui est donnée par le poids des terres (Bjerrum, 1973; Bouchard et al., 1983; Perret et al., 1995). La relation de Bjerrum (1973) entre l' OCR et l' I_p , pour des argiles soumises à un tassement secondaire d'une durée de quelques milliers d'années, a été présentée à la figure 6-15. Pour $I_p = 43\%$, une valeur représentative de la couche d'argile du haut, la relation de Bjerrum (1973) donne $OCR = 1,7$. Ce rapport de surconsolidation correspond à un gradient de σ'_p par rapport à z de $10,9 \text{ kN/m}^3$ pour $w = 60\%$ et $G_s = 2.72$. Ce gradient est plus près de celui qui a été observé à Lachenaie.

L'atteinte de valeurs maximales pour σ'_p et c_u près de l'élévation $z = 5 \text{ m}$ est cohérente avec l'hypothèse d'une surconsolidation due en partie au tassement secondaire. Cette élévation correspond pour la plupart des sites au début de la transition vers la couche plus silteuse du bas. La relation entre OCR et I_p de Bjerrum (1973) indique que l'influence du tassement secondaire sur l' OCR devrait être moins importante dans la couche du bas. Aussi, comme on le verra à la section 8.6, les courbes contrainte-déformation des deux couches d'argile n'ont pas la même allure. Le coefficient de consolidation secondaire (C_α) tel que calculé d'après les résultats d'essais œdométriques est plus faible dans la couche du bas ($< 0,04$). Dans la couche du haut, celui-ci varie entre 0,02 et 0,08. Les valeurs de C_α selon z sont présentées à la figure 8-15. Ces valeurs ont été calculées à partir du palier de chargement où la contrainte σ'_p est franchie (Perez, 2012).

Même si on tient compte du tassement secondaire, les profils de c_u et σ'_p indiquent un épisode d'érosion important. Le tassement secondaire et un gradient hydraulique important devraient influencer la pente des relations $c_u - z$ et $\sigma'_p - z$, mais l'ordonnée à l'origine devrait tout de même correspondre à l'élévation initiale du terrain.

Tout comme l'ont indiqué les résultats de Bouchard et al. (1983) pour l'argile du Saguenay, le graphe de c_u versus z produit une relation linéaire plus claire que le graphe de σ'_p versus z (figure 8-14). Les profils de c_u obtenus par GSI Environnement (2001a) près des sites 1, 2 et 3 avec le scissomètre indiquent une ordonnée à l'origine moyenne de 37 m.

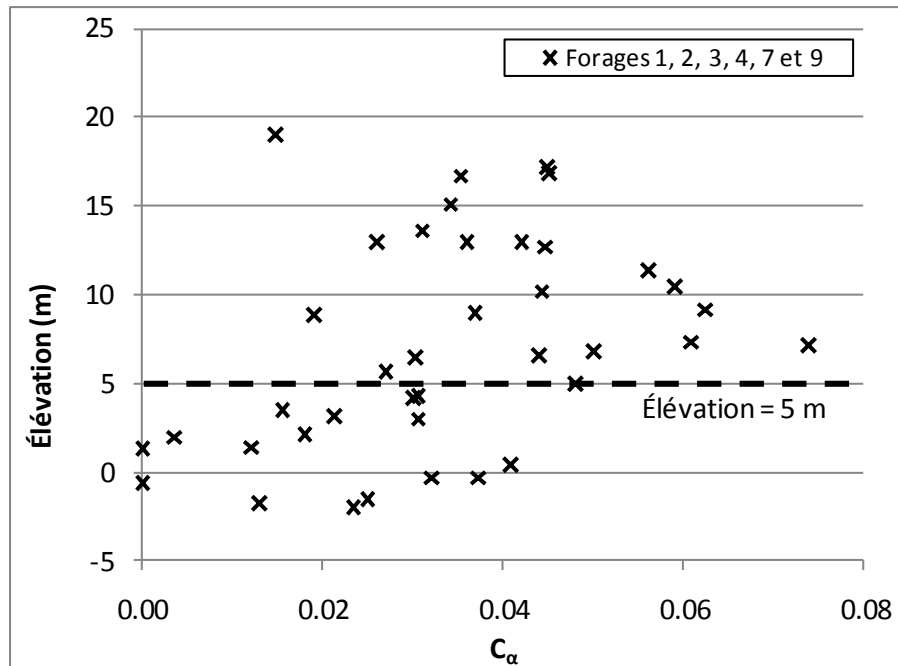


Figure 8-15 : Coefficient C_α en fonction de l'élévation (Perez, 2012).

Même si la relation linéaire entre σ'_p et z est parfois obscure, on peut quand même utiliser les valeurs de σ'_p pour estimer le profil original du terrain neutre avant l'épisode d'érosion. Il suffit de supposer que la valeur initiale de σ'_v est égale à σ'_p . Si on pose $\gamma_{\text{sat}} = 16,2 \text{ kN/m}^3$ et un gradient hydraulique entre 0,5 et 1 (force volumique entre 16,2 et 11,3 kN/m^3), on obtient pour le site 2, une élévation initiale du terrain neutre qui varie entre 27 et 41 m. Pour les sites 8 et 9, on obtient une élévation similaire (28 - 41 m) pour le même poids volumique et la même gamme de gradients hydrauliques. Ces valeurs concordent avec l'ordonnée à l'origine du profil $c_u - z$. Notons que le gradient hydraulique supposé dans ce calcul représente l'effet combiné de la consolidation secondaire et du gradient hydraulique. Ces deux phénomènes agissent de la même manière : ils viennent modifier la force volumique effective.

La figure 8-16 présente un profil actuel du terrain pour l'axe est-ouest au niveau des sites 1, 2, 3 et 9. Ce profil a été obtenu à partir d'un modèle numérique d'élévation disponible en ligne (GeoBase, 2011), et du système d'information hydrogéologique (SIH) du ministère du Développement durable de l'environnement et des parcs (2006). Sur la même figure, on présente l'élévation hypothétique du terrain neutre avant l'épisode d'érosion telle que calculée à partir des valeurs de σ'_p et de c_u . On remarque que le scénario d'érosion est cohérent avec l'élévation

actuelle d'une terrasse présente à quelques kilomètres à l'ouest des sites 8 et 9 (élévation de la surface de 50 à 60 m sur la figure 8-16).

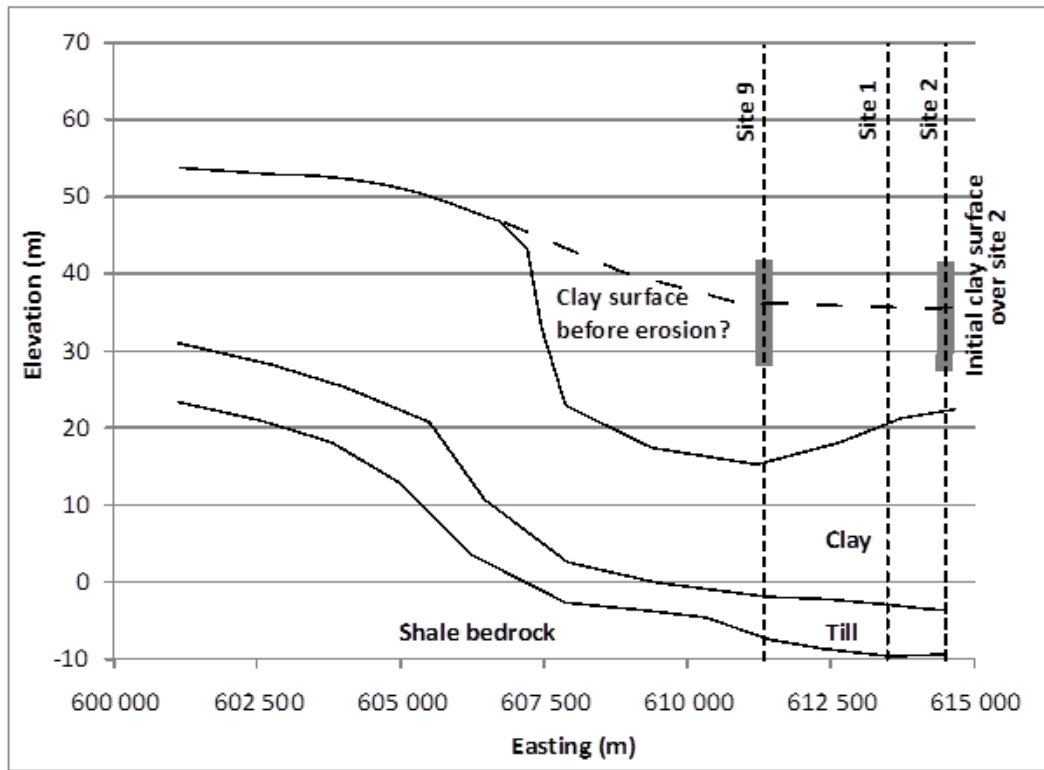


Figure 8-16 : Scénario d'érosion pour le dépôt d'argile de Lachenaie (Duhaim et al. 2012a).

On peut avancer d'autres théories pour expliquer les valeurs élevées de σ'_p et l'existence d'une élévation où σ'_p atteint une valeur maximale. Perret et al. (1995) suggèrent par exemple l'influence de la cimentation ou de la thixotropie pour expliquer ce genre de profils.

Les essais au cône suédois du programme de caractérisation ont permis de quantifier la thixotropie pour l'argile de Lachenaie (Claveau-Mallet et al., 2010; 2012). Pour certains spécimens, l'évolution de c_{ur} en fonction du temps écoulé depuis le remaniement (t) a été mesurée. Pour les trois premières minutes qui suivent le remaniement, on remarque que les logarithmes de c_{ur} et t sont liés par une relation linéaire. On peut exprimer cette relation de la manière suivante :

$$c_{ur} = A_{thixo} t^{\log R_{thixo}} \quad (8.2)$$

où A_{thixo} est une constante. Le paramètre R_{thixo} de l'équation 8.2 représente le facteur qui multiplie c_{ur} quand t augmente d'un facteur 10. En pratique, pour une série de 5 pénétrations avec le cône suédois, t varie approximativement entre 30 et 300 s. La valeur de c_{ur} est donc multipliée par R_{thixo} entre la première et la dernière pénétration. Pour un spécimen donné, R_{thixo} varie peu en fonction de la teneur en eau autour de $w = w_L$.

La figure 8-17 présente un exemple de relation entre c_{ur} et t ($R_{thixo} = 1,37$) pour l'argile de Lachenaie. Les cercles présentent des résultats d'essais réalisés avec de l'argile remaniée prélevée dans une excavation entre les sites 1, 2 et 3 ($w = 62 \%$). Les "x" représentent des résultats obtenus avec la même argile, mais après une période de consolidation à déformations latérales empêchées de 8 mois suivie d'une période de repos de 3 mois (durée totale de 3×10^7 s). Une charge de 6 kPa a été appliquée sur l'argile pendant la phase de consolidation. Celle-ci a fait passer la teneur en eau de 62 à 58 % ($m_v = 5 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$). On remarque que la relation linéaire entre $\log(t)$ et $\log(c_{ur})$ qui est observée pour les 300 s qui suivent le remaniement semble aussi s'appliquer aux périodes de repos plus longues. On observe un facteur 6 d'écart entre la résistance au cisaillement de l'argile ($w = 58 \%$) après la période de 11 mois et immédiatement après un nouveau remaniement. La thixotropie est donc un agent potentiellement important de la surconsolidation des dépôts d'argile sensible.

La figure 8-18 montre la relation entre les valeurs de S_t et de R_{thixo} pour le dépôt d'argile de Lachenaie. On y présente des valeurs de R_{thixo} à w_N (teneur en eau naturelle) et à w_L . On remarque que le facteur R_{thixo} augmente avec S_t . Les spécimens lessivés présentent donc une thixotropie plus importante que ceux qui ont conservé une salinité élevée. La figure 8-18 présente aussi les valeurs élevées de R_{thixo} qui ont été obtenues pour des spécimens d'argile intacte lessivés au laboratoire par Réginensi (2009).

Il est important de souligner que l'on rencontre dans le bassin de la mer Champlain des dépôts d'argile normalement consolidée dont l'eau interstitielle a une salinité comparable à celle qui est rencontrée à Lachenaie. Les phénomènes physico-chimiques liés à la présence d'une eau interstitielle salée n'entraînent donc pas nécessairement une surconsolidation importante des argiles Champlain.

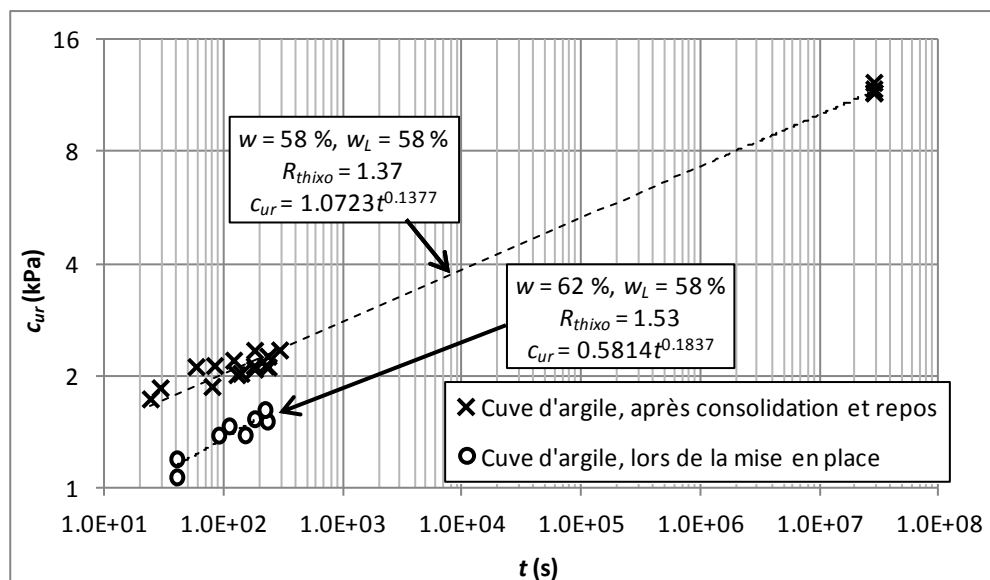


Figure 8-17 : Évolution de c_{ur} dans le temps pour l'argile de Lachenaie remaniée.

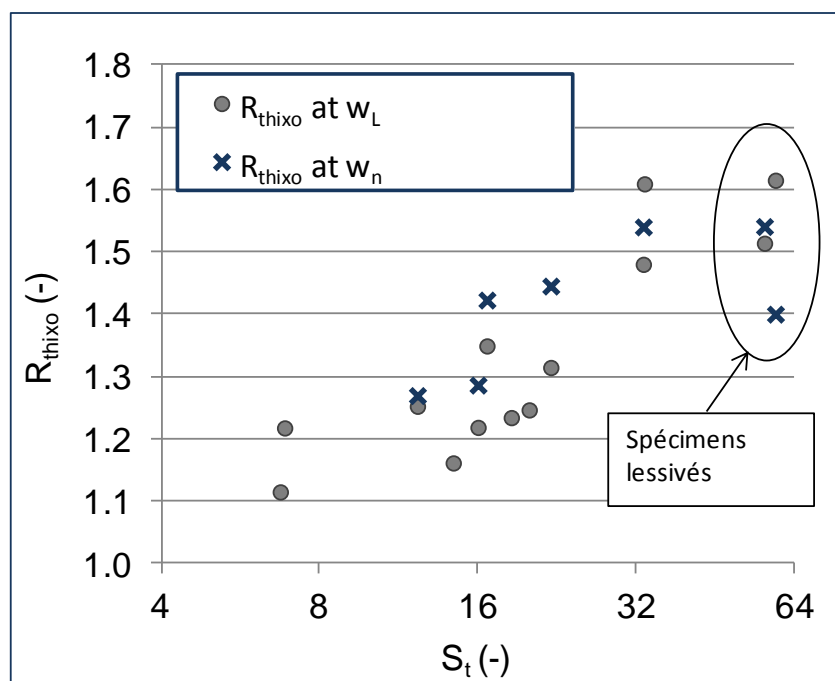


Figure 8-18 : Variation de R_{thixo} en fonction de S_t pour l'argile de Lachenaie.

8.4 Modèle géologique

L'information présentée jusqu'à maintenant au chapitre 8 et dans la revue de littérature du chapitre 6 nous permet de construire un modèle géologique qui décrit l'histoire du dépôt de Lachenaie depuis la dernière glaciation.

Il y a environ 11 000 ans, les glaces se sont retirées de la région de Lachenaie et celle-ci a été envahie par la mer Champlain. Initialement, la proximité de la marge glaciaire et le remaniement du till ont mené à la déposition d'une argile plus silteuse : l'argile de la couche du bas. Le modèle présenté par Rayburn (2011) suggère une salinité relativement élevée mais assez variable dans le temps lors de la déposition de la couche du bas.

Les derniers modèles de retrait des glaces excluent l'hypothèse de Dion (1978) selon laquelle des sédiments varvés auraient été déposés dans la région de Lachenaie au cours de l'épisode du lac Candona, le lac d'eau douce qui a occupé le sud de la vallée du Saint-Laurent immédiatement avant la transgression marine. Au cours de l'épisode du lac Candona, la région de Lachenaie était toujours sous la glace (Richard & Occhietti, 2005). Il est plus probable que les sédiments varvés de Dion (1978) ait été déposés au cours de la période prolongée de faible salinité qui a suivi l'augmentation initiale de salinité (Guilbault, 1989; Rayburn et al., 2011) ou que ceux-ci soient dus à un remaniement du till.

Avec l'éloignement de la marge glaciaire, les sédiments sont progressivement devenus plus fins et la couche du haut a été déposée. Le grand nombre de spécimens d'*Elphidium excavatum* observés sur le site 9 à une élévation de $z = 5$ m suggère la présence de l'assemblage de foraminifères B de Guilbault (1989). Celui-ci correspond à une salinité de la mer Champlain entre 10 et 20 g/L. Selon le modèle présenté par Guilbault (1989), on peut supposer que la salinité de la mer Champlain au moment de la déposition a diminué progressivement avec l'élévation dans la couche du haut.

La discontinuité qui est observée à $z = 5$ m n'est pas unique à Lachenaie. On observe la même discontinuité ailleurs dans le bassin de la mer Champlain, par exemple sur la rive sud Saint-Laurent entre Nicolet et Montréal (Kenney, 1964; Lefebvre & Grondin, 1978). On peut d'ailleurs remarquer une grande similitude entre les profils présentés par ces auteurs pour la municipalité de Nicolet et le profil de la figure 8-1. Il est possible que la couche du bas soit caractéristique des

dépôts d'argile Champlain mis en place à proximité de la marge glaciaire dans la phase initiale de salinité variable.

Les valeurs élevées de σ'_p et c_u indiquent quant à elles que le dépôt d'argile de Lachenaie a été affecté par un épisode d'érosion après le retrait de la mer Champlain. Une couche de 10 à 20 m d'argile a été emportée par le proto Saint-Laurent entre la fin de l'épisode de la mer Champlain, il y a 11 000 ans et l'émergence des terres, il y a un peu plus de 6 000 ans. Notons que la pente longée par l'autoroute 25 à l'extrémité ouest de la figure 7-1 est interprétée comme étant la limite d'une terrasse d'érosion laissée par le fleuve Saint-Laurent alors que celui-ci occupait une plus grande part de la vallée du Saint-Laurent (Brown Macpherson, 1967).

8.5 Caractérisation des lanternes

Pour chaque puits d'observation installé dans l'argile, un sommaire de la caractérisation de l'argile en laboratoire et sur le terrain a été produit. Ces sommaires sont présentés à l'annexe 9. Celui du puits 8AC est donné en exemple à la figure 8-19.

Les valeurs de K qui sont présentées dans les sommaires proviennent des différents essais à niveau variable (laboratoire et in situ) et du résultat des méthodes d'interprétation qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide. Quand plusieurs essais d'un même type ont été réalisés pour un même puits d'observation, la moyenne géométrique de K est rapportée. On discutera des valeurs de K qui ont été obtenues à partir des méthodes qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide au chapitre 9.

Pour le forage 2AH, il n'a pas été possible d'utiliser l'échantillon prélevé avec un tube à paroi mince lors de l'installation du puits. On a dû utiliser l'argile du forage R pour la caractérisation. Comme on l'a mentionné à la section 8.1, on observe une bonne corrélation entre les propriétés mesurées dans les forages AB et AH, et les résultats obtenus avec l'argile des forages R.

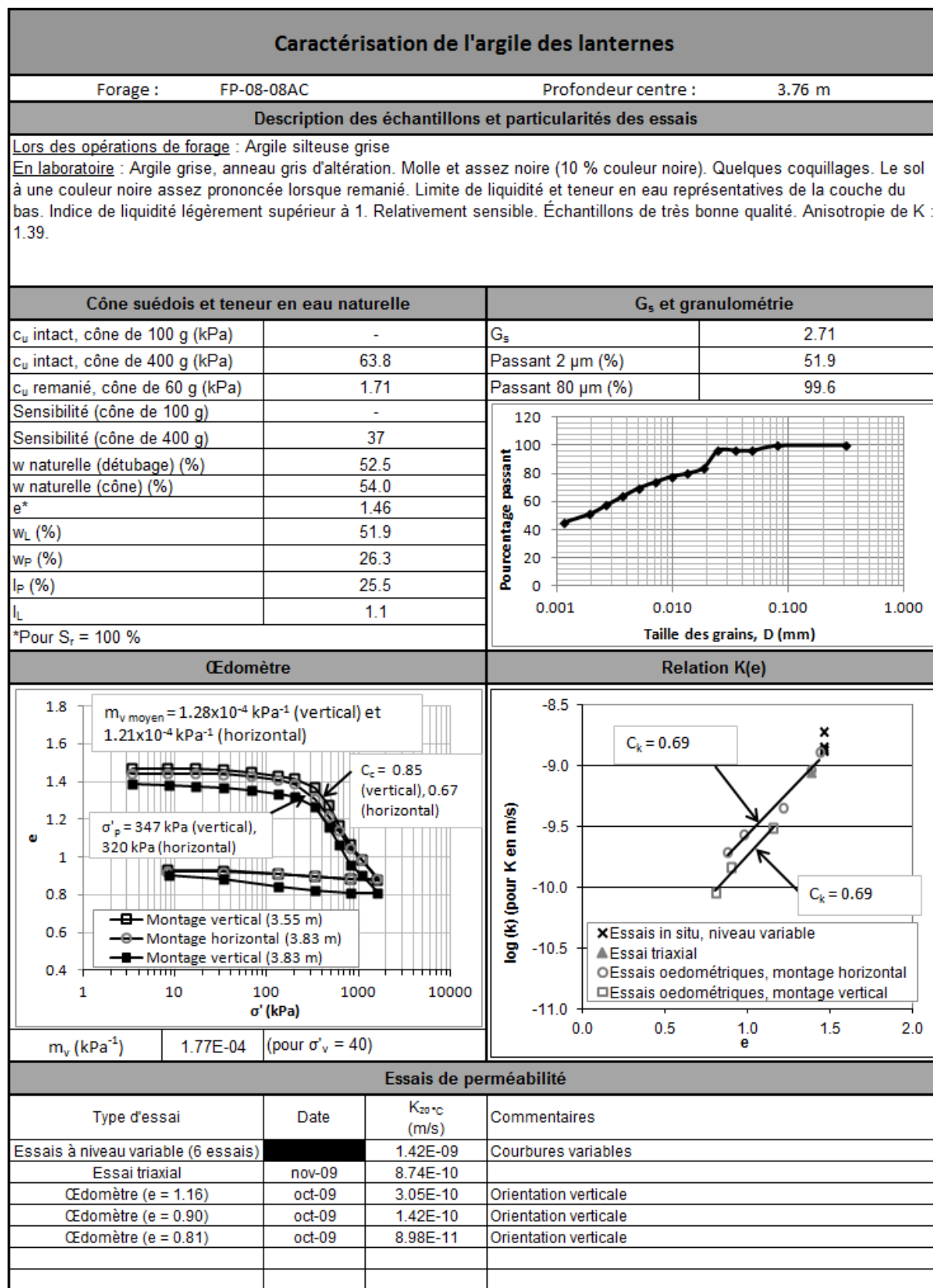


Figure 8-19 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 8AC.

Les valeurs de limites de liquidité et l'élévation des lanternes indiquent que 8 puits d'observation sont situés dans la couche d'argile du haut, et que 7 puits d'observation pénètrent la couche du bas, celle qui est progressivement plus silteuse. Deux puits sont situés à la limite entre les deux couches. La position des différents puits par rapport aux deux couches est donnée au tableau 8-2. Leur position dans l'abaque de Casagrande a été donnée à la figure 8-5.

Tableau 8-2 : Position de la lanterne des puits d'observation par rapport aux deux couches d'argile.

Position	Puits d'observation
Couche du haut	01AH, 02AB, 02AH, 03AB, 03AH, 04AH, 07AH, 09AH
Couche du bas	04AB, 05AB, 05AH, 06AB, 07AB, 08AC, 09AB
Frontière entre la couche du bas et la couche du haut	01AB, 06AH

8.6 Rigidité de l'argile

Deux méthodes ont été utilisées pour évaluer la rigidité de l'argile. Tout d'abord, pour les puits d'observation où des échantillons d'argile de bonne qualité étaient disponibles, des essais œdométriques ont été réalisés. Les essais œdométriques permettent d'obtenir une courbe contrainte-déformation et de déterminer le module œdométrique $M = 1/m_v$ pour un état de contrainte se rapprochant de l'état de contrainte in situ. Pour certains puits d'observation, on a pu réaliser un contre-essai ou un deuxième essai avec l'axe de compression dans le plan horizontal. Les essais avec l'axe de compression dans le plan horizontal ont permis d'évaluer l'anisotropie de rigidité de l'argile de Lachenaie. Pour quelques sites, les échantillons des forages AB ou AH ont donné des résultats équivoques qui ont dû être vérifiés à l'aide des essais œdométriques des forages au roc. Les courbes contrainte-déformation pour chaque puits sont fournies à l'annexe 9.

La deuxième méthode qui permet d'évaluer la rigidité de l'argile est basée sur l'essai de choc hydraulique. Lors de l'insertion de la tige dans la cavité isolée par l'obturateur, une surpression est générée. On peut utiliser la relation de Lamé pour calculer la valeur du module G à partir de la surpression Δp et du volume de tige inséré dans la cavité $\Delta V_{\text{cavité}}$:

$$G = \frac{V_{\text{cavité}}}{\Delta V_{\text{cavité}}} \Delta p \quad (8.3)$$

Le lien entre les modules G et M dépend du coefficient de Poisson (équations 2.37 et 2.38).

Au chapitre 6, on a vu que les essais œdométriques sont plus ou moins fiables en ce qui concerne l'estimation de la relation contrainte-déformation in situ des argiles. Avec l'argile surconsolidée, les essais œdométriques tendent à sous-estimer la rigidité. Quand l'argile est normalement consolidée, les faibles vitesses de déformation rencontrées sur le terrain mènent plutôt à une surestimation de la rigidité par l'essai œdométrique (Kabbaj et al., 1988). Au mieux, on s'attend à observer une corrélation entre les paramètres de rigidité obtenus à partir de l'essai œdométrique, et les paramètres inférés à partir de la surpression initiale de l'essai de choc hydraulique et de la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses (chapitre 10).

La figure 8-20 montre les résultats de certains essais œdométriques selon la représentation classique $e - \log(\sigma'_z)$. Les valeurs de e et de σ'_z ont respectivement été normalisées par e_0 et σ'_p pour mettre en évidence l'allure différente des courbes contrainte-déformation des deux couches d'argile décrites à la section 8.1. On remarque que la couche du haut présente une cassure prononcée à $\sigma'_z = \sigma'_p$. Cette cassure est caractéristique des argiles sensibles et, en particulier, des argiles Champlain. Pour la couche du bas, la relation contrainte-déformation est plutôt arrondie. Le passage de σ'_p est moins marqué. En raison de la forme arrondie de la courbe contrainte-déformation, le calcul des valeurs de σ'_p est généralement moins précis pour la couche du bas.

La figure 8-21 présente les valeurs de C_c , la pente maximale de la courbe contrainte-déformation, celle qui est associée à la compression vierge. Les résultats pour le dépôt d'argile de Lachenaie sont superposés sur les relations recensées dans la revue de littérature (figure 6-9). En général, les valeurs de C_c rencontrées à Lachenaie se positionnent entre les relations proposées par Leroueil et al. (1983) et Dascal & Larocque (1973) pour les argiles sensibles du Québec.

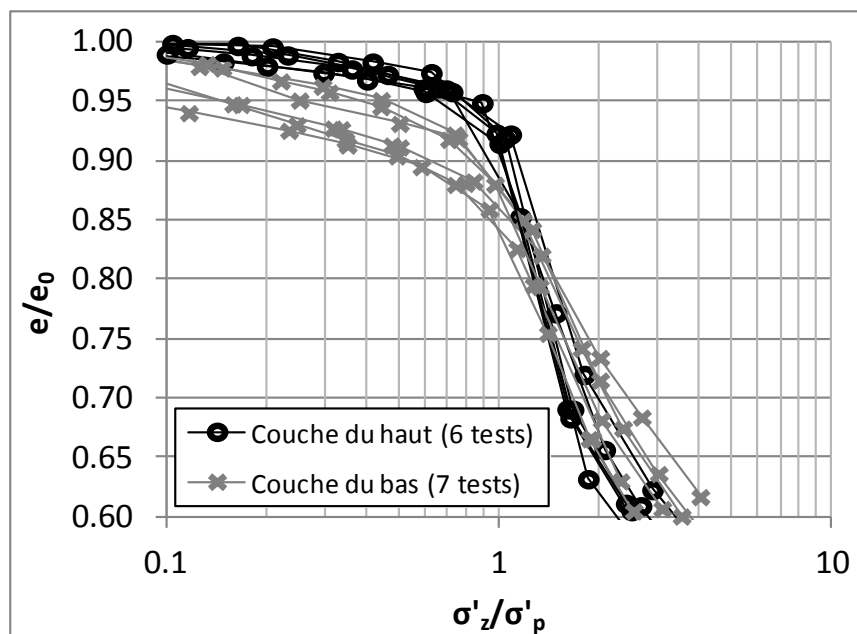


Figure 8-20 : Courbe contrainte-déformation normalisée pour l'argile de Lacheaie (adapté de Duhaime et al. 2012a).

Conformément à ce qui est rapporté dans la littérature concernant les argiles Champlain en général, les valeurs de C_c mesurées pour le dépôt de Lacheaie sont plus élevées que celles qui ont été colligées pour les dépôts d'argile peu sensibles que l'on retrouve ailleurs dans le monde. Sur la figure 8-21, des marqueurs différents ont été utilisés en fonction de la valeur de S_t . Contrairement à la tendance rapportée par Leroueil et al. (1983), S_t n'a pas d'incidence sur les valeurs de C_c . Les spécimens plus sensibles de Lacheaie ($S_t > 20$) sont associés à des valeurs de C_c plus faibles que les spécimens moins sensibles ($S_t \leq 20$). Cette observation est contraire à la tendance relevée par Leroueil et al (1983) pour les argiles de la mer Champlain.

La couche d'argile où le spécimen d'argile a été prélevé a plus d'impact sur la valeur de C_c que la sensibilité. Une valeur de e_0 qui délimite approximativement les couches du bas et du haut est montrée à la figure 8-21. Cette valeur limite de e_0 a été obtenue en supposant $w = 60 \%$ et $G_s = 2,70$. On note que les valeurs de C_c sont systématiquement plus élevées dans la couche du haut, la couche d'argile plus plastique.

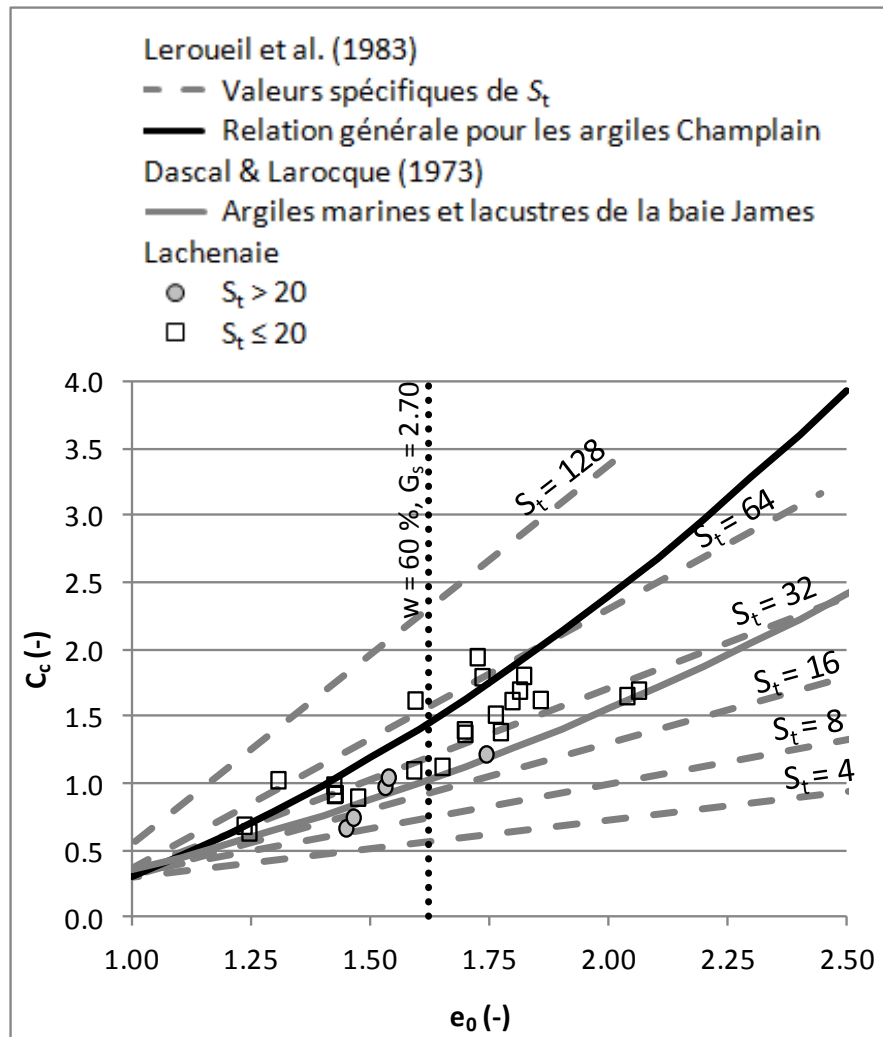


Figure 8-21 : Relation entre C_c et e_0 pour l'argile de Lacheaie.

La figure 8-22 présente d'autres courbes contrainte-déformation, cette fois-ci en utilisant la représentation de Janbu. L'inverse de la pente de la relation contrainte-déformation donne alors un module $M = 1/m_v$. Pour la plupart des essais œdométriques réalisés avec les échantillons du dépôt de Lacheaie, la relation entre ε_z et σ'_z est approximativement linéaire dans la portion surconsolidée de la courbe contrainte-déformation, et on observe une cassure marquée de la pente autour de σ'_p . Ce n'est toutefois pas toujours le cas. Pour certains spécimens, la portion surconsolidée de la courbe contrainte-déformation est arrondie et le dépassement de σ'_p est accompagné d'un changement de pente plutôt subtil (figure 8-22). Pour des contraintes inférieures à 100 kPa, les courbes contrainte-déformation arrondies présentent des déformations

plus importantes que les relations linéaires. À la figure 8-22, pour $\sigma'_z = 100$ kPa, les courbes arrondies présentent des déformations de l'ordre de 3 à 4 % alors que pour les courbes linéaires, les déformations sont de l'ordre de 1 à 2 %.

La figure 8-23 présente la distribution selon l'élévation des deux types de relations contrainte-déformation mises en évidence par la représentation de Janbu. On remarque que les relations courbées sont surtout présentes dans la couche du bas, sous une élévation de 5 m, mais que cette couche présente aussi des relations linéaires. Il est possible que la présence des deux types de courbes contrainte-déformation dans la couche du bas soit due à la présence d'hétérogénéités, bien que l'argile de la couche du bas ait semblé homogène lors du détubage. Ces hétérogénéités expliqueraient aussi pourquoi les valeurs de G_s , c_u et σ'_p sont plus variables dans le bas des profils (voir la section 8.3).

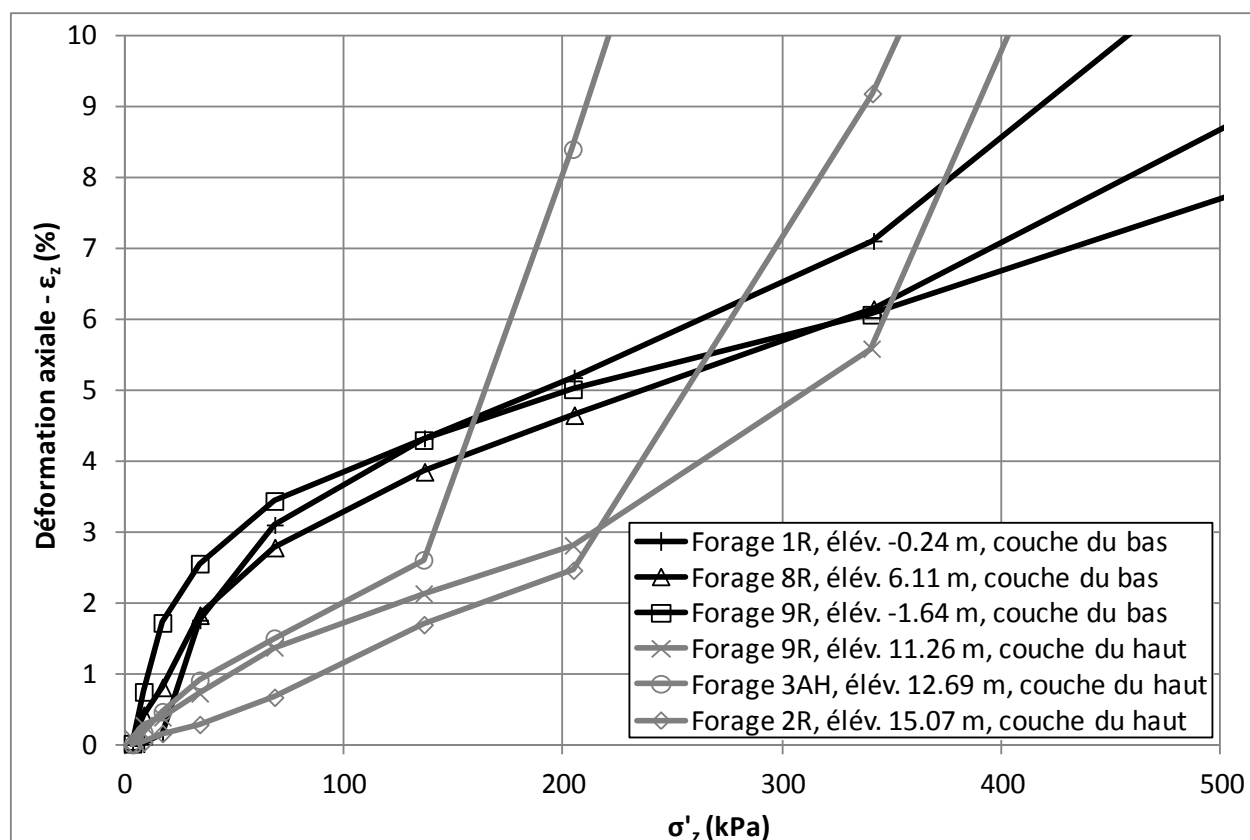


Figure 8-22 : Courbe contrainte-déformation dans la représentation de Janbu pour l'argile de Lachenaie.

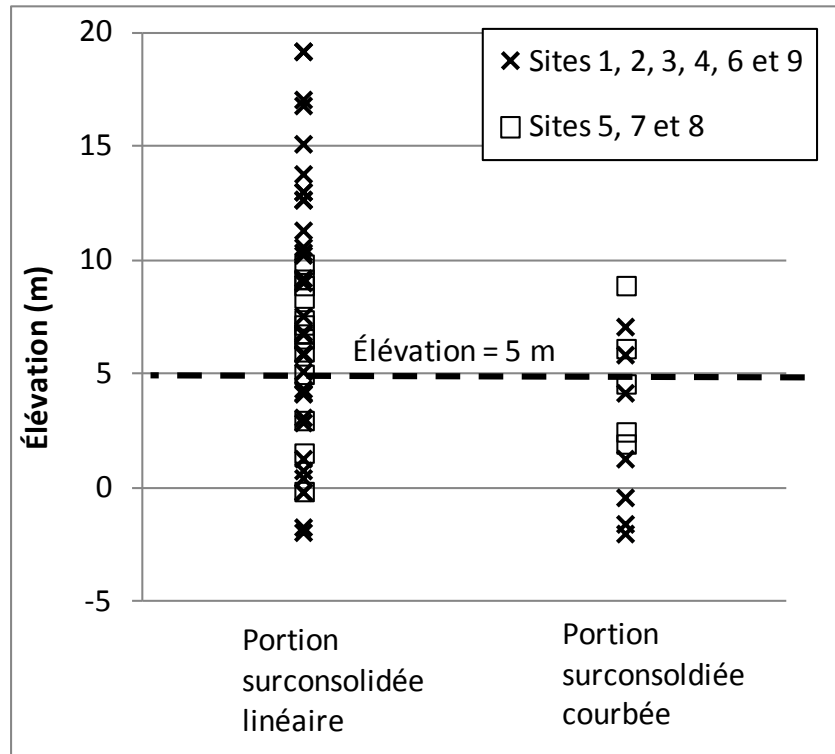


Figure 8-23 : Distribution selon l'élévation des relations $\varepsilon_z - \sigma'_z$ linéaires et courbées.

La figure 8-24 présente les valeurs locales de m_v pour l'ensemble des paliers de chargement de 72 essais œdométriques qui ont été réalisés dans le cadre du projet. Sur la figure 8-24, les valeurs moyennes de σ'_z ont été normalisées par σ'_p pour mettre l'accent sur la tendance générale qui est commune à tous les spécimens testés. Pour $\sigma'_z < \sigma'_p$, m_v se situe autour de $1 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$. Quand σ'_z dépasse σ'_p , m_v atteint une valeur maximum (rigidité minimum) qui s'approche de $1 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$. Finalement, quand σ'_z dépasse largement σ'_p , on tend à nouveau vers $m_v = 1 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$. En terme du module M , ces deux valeurs de m_v correspondent à 1 et 10 MPa. Pour $\nu = 0,3$, ces valeurs de M correspondent respectivement à des valeurs de G de 0,29 et 2,9 MPa (équations 2.37 et 2.38).

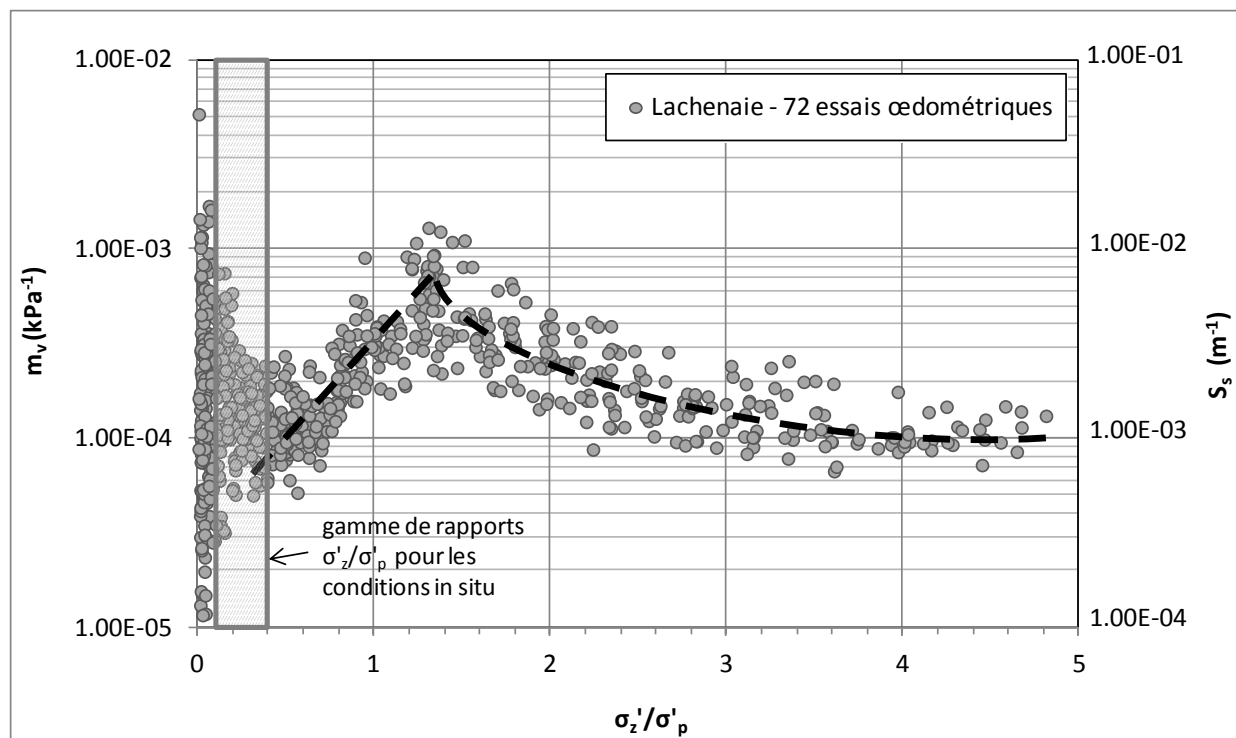


Figure 8-24 : Synthèse des valeurs de m_v pour les essais œdométriques.

Sur la figure 8-24, on note que les valeurs de m_v sont très variables lorsque σ'_v est faible. Cette variabilité est due aux imprécisions sur le calcul de la valeur locale de m_v pour les premiers paliers de chargement. En effet, dans le domaine surconsolidé, le tassement mesuré est faible lorsqu'on le compare aux corrections dues à la déformation des composantes de l'œdomètre (papiers filtres, bâti, pierres poreuses). On peut juger de l'imprécision des valeurs de m_v en calculant le rapport entre la correction due à la déformation de l'appareil et la déformation totale mesurée par le LVDT pour chaque palier. La figure 8-25 présente ce rapport pour chacun des paliers de chargement de 13 essais œdométriques réalisés avec l'argile des sites 1, 2 et 3. Encore une fois, la contrainte σ'_z a été normalisée par σ'_p .

Pour un rapport σ'_z/σ'_p inférieur à 0,2, la correction peut dépasser 50 % du déplacement total. La compressibilité de l'argile de Lachenaie pour des contraintes inférieures à σ'_p – un paramètre important pour la comparaison des courbures théoriques et expérimentales des graphiques adimensionnels des vitesses (chapitre 10) – est donc entachée d'une incertitude importante lorsqu'elle est mesurée avec l'essai œdométrique. À Lachenaie, on obtient des rapports σ'_z/σ'_p

pour les conditions in situ qui varient entre 0,1 et 0,4 pour les 17 puits d'observation installés dans l'argile. Cette gamme de rapports σ'_z/σ'_p est rapportée sur les figures 8-24 et 8-25. Pour les essais œdométriques réalisés au niveau des puits d'observation, les paliers de chargement qui permettent de dépasser la contrainte in situ nécessitent une correction pour la déformation des composantes de l'œdomètre qui varie entre 17 et 41 % du déplacement total. Ce pourcentage donne une bonne idée de l'incertitude sur les valeurs de m_v obtenues à l'aide de l'œdomètre pour l'argile surconsolidée.

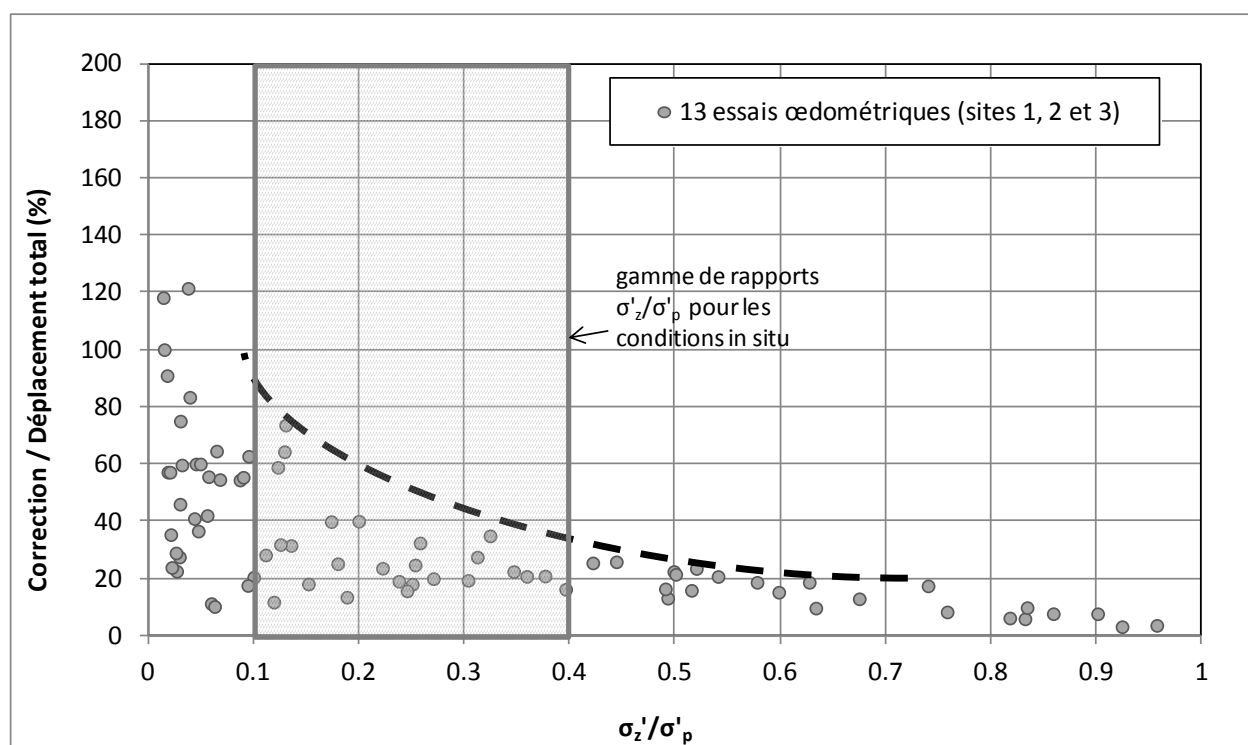


Figure 8-25 : Influence de la correction appliquée aux tassements mesurés en œdomètre.

À la section 7.2.2, deux méthodes ont été proposées pour calculer les valeurs de m_v applicables à l'état de contrainte in situ. La première méthode est basée sur la pente locale de la courbe contrainte-déformation. La valeur de m_v applicable à la contrainte in situ est obtenue en interpolant entre les valeurs locales de m_v (figure 8-24) de part et d'autre de la contrainte σ'_{z0} . On interpole alors entre des valeurs de m_v qui sont entachées d'incertitudes importantes.

On peut réduire l'incertitude sur m_v en utilisant la deuxième méthode de calcul. Avec celle-ci, la valeur de m_v est calculée à partir de la pente moyenne de la portion surconsolidée de la courbe contrainte-déformation. Même pour les relations $\varepsilon_z - \sigma'_z$ qui ne sont pas complètement linéaires, on a utilisé une droite de régression pour calculer la pente (m_v) et le module $M = 1/m_v$. Pour les relations contrainte-déformation arrondies, cette approche surestime la valeur de m_v pour les contraintes in situ.

La figure 8-26 montre les valeurs in situ de m_v qui ont été calculées pour les 17 puits d'observation installés dans l'argile. Cette figure présente à la fois les valeurs de m_v obtenues à l'aide de la méthode de la pente du domaine surconsolidé ("x"), et les valeurs provenant de la pente locale de la relation $\varepsilon_z - \sigma'_z$ (carrés).

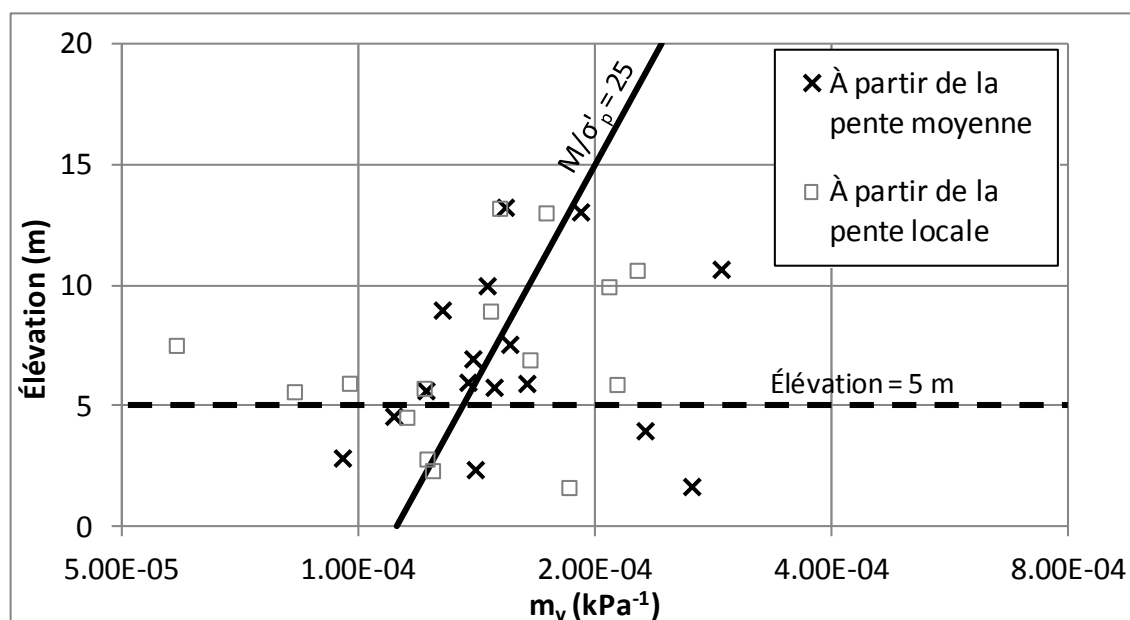


Figure 8-26 : Valeurs de m_v obtenues pour les puits d'observation à partir de l'essai œdométrique (état de contrainte in situ).

Certaines conclusions peuvent être tirées des valeurs de m_v qui sont présentées à la figure 8-26. On remarque tout d'abord que m_v varie peu d'un puits à l'autre. Les valeurs de m_v qui sont calculées à partir de la pente moyenne se situent entre 1×10^{-4} et 3×10^{-4} kPa⁻¹. En raison des incertitudes importantes sur m_v , les variations de la rigidité avec z sont difficiles à discerner, mais

on remarque tout de même que la rigidité diminue avec l'élévation dans la couche du haut. Cette observation est en accord avec les différentes relations entre c_u , σ'_p et M qui ont été proposées dans la littérature (section 6.4.4). À l'intérieur d'un dépôt, quand c_u et σ'_p augmentent, M augmente aussi. Comme on l'a vu précédemment, à Lachenaie, c_u et σ'_p diminuent avec l'élévation dans la couche d'argile du haut (figure 8-14), on s'attend donc à ce que les valeurs de m_v augmentent avec z .

On peut utiliser la relation entre c_u et z dans la couche du haut, cette relation étant plus claire que la relation entre σ'_p et z , et un rapport $c_u/\sigma'_p = 0,28$, pour estimer le rapport M/σ'_p de l'argile de Lachenaie. Avec $c_u = 100 \text{ kPa} - 2.702z$, un rapport $M/\sigma'_p = 25$ permet de reproduire approximativement les valeurs de m_v obtenues avec l'essai œdométrique (figure 8-26). Ce rapport est plus faible que celui qui a été proposé par Leahy (1980) pour l'ensemble des argiles marines du Québec ($M/\sigma'_p = 50$). Il est possible que cette différence soit due à la provenance de l'argile utilisée dans la corrélation de Leahy (1980). Par exemple, la figure 3.5 de Leahy (1980) présente plusieurs résultats obtenus avec l'argile de Saint-Jean-Vianney. Cette argile de la mer Laflamme n'est pas une argile marine typique. Elle est très sensible et elle a un comportement cimenté qui a probablement un impact sur la valeur de M dans le domaine surconsolidé. Aussi, il est probable que les erreurs de mesures et la correction qui est apportée au tassement pour la déformation des composantes de l'œdomètre, induisent un biais dans les valeurs de m_v , et que ce biais diffère d'un laboratoire à l'autre.

La figure 8-27 montre les pentes moyennes de la portion surconsolidée de la courbe contrainte-déformation pour l'ensemble des essais œdométriques réalisés dans le cadre du projet. Pour une même élévation, les spécimens prélevés à une faible profondeur ($< 5 \text{ m}$) montrent des valeurs de m_v plus faibles. L'argile de la croûte oxydée est donc un peu plus rigide dans le domaine surconsolidé. Comme avec les puits d'observation, les résultats obtenus sont centrés sur la courbe $M/\sigma'_p = 25$. Le rapport $M/\sigma'_p = 50$ de Leahy (1980) correspond approximativement aux valeurs minimums de m_v qui ont été obtenues à Lachenaie. On remarque que les valeurs de m_v sont plus variables dans la couche du bas. Comme avec les valeurs de c_u et σ'_p , cette variabilité pourrait être due à l'hétérogénéité de l'argile dans cette couche et aux deux types de relation contrainte-déformation : les relations linéaires et les relations arrondies.

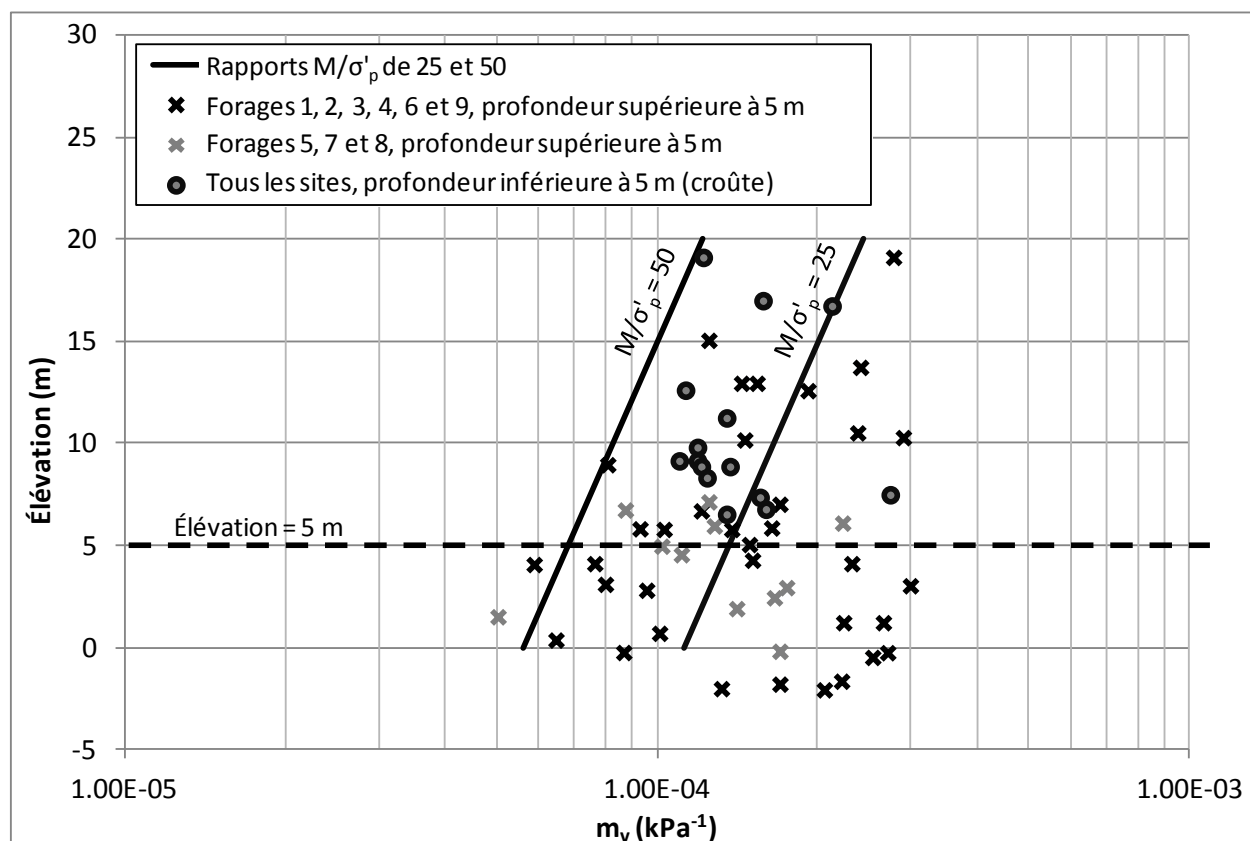


Figure 8-27 : Valeurs de m_v à l'état de contrainte in situ pour tous les essais œdométriques.

La figure 8-28 compare les résultats des essais œdométriques réalisés avec l'axe de compression orienté selon l'axe vertical in situ, l'orientation utilisée pour les essais œdométriques standards, et les résultats des essais réalisés avec l'axe de compression dans le plan horizontal. La gamme de rapports entre les valeurs de la pression de préconsolidation dans le plan horizontal (σ'_{ph}) et selon l'axe vertical (σ'_p) correspond à celle qui est rencontrée dans la littérature ($\sigma'_{ph}/\sigma'_p = 0,7$ à $1,0$) (Hamouche et al., 1995; Silvestri et al., 1992; Tavenas et al., 1974). Contrairement à la pression de préconsolidation, le module M est plus élevé lorsque l'argile est consolidée dans le plan horizontal. Ce résultat surprenant est possiblement dû à l'impact de phénomènes différents. Alors que le rapport σ'_{ph}/σ'_p est censé être lié à la forme de l'enveloppe de rupture de l'argile, il est possible que le rapport d'anisotropie sur M soit davantage lié au rapport K_0 , le rapport entre les contraintes effectives in situ dans le plan horizontal et selon l'axe vertical. Dans la région de Lachenaie, il appert que les valeurs de K_0 sont très élevées (> 1) en raison de la surconsolidation

de l'argile (Hamouche et al., 1995). Dans les conditions in situ, les contraintes effectives horizontales sont supérieures aux contraintes effectives verticales.

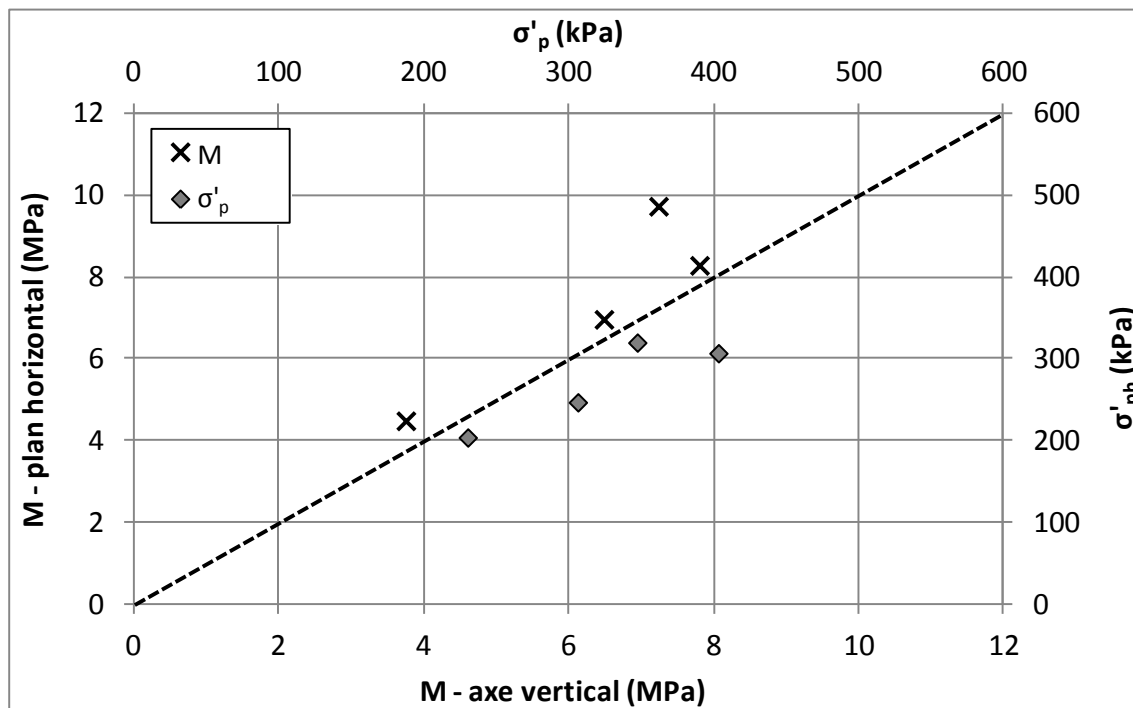


Figure 8-28 : Comparaison des paramètres mécaniques des essais œdométriques verticaux et horizontaux.

La figure 8-29 montre les valeurs moyennes de G qui ont été calculées à partir de la surpression initiale des essais de choc hydraulique et de la relation de Lamé. Les valeurs de G varient entre 10,5 et 21,0 MPa. Comme pour l'essai œdométrique, la corrélation entre l'élévation du massif filtrant et le paramètre de rigidité G est plus ou moins claire. La figure 8-29 montre moins de 17 points (17 puits d'observation), car il s'avère très difficile d'obtenir des résultats fiables pour l'essai de choc hydraulique avec certains puits d'observation. Pour les puits où l'essai de choc hydraulique fonctionne bien, les valeurs de G sont reproductibles. Par exemple, pour les deux essais de choc hydraulique qui ont été réalisés dans le puits 8AC, des valeurs de $G = 10,1$ et 10,8 MPa ont été obtenues. Les difficultés associées à la réalisation des essais de choc hydraulique seront discutées au chapitre 10.

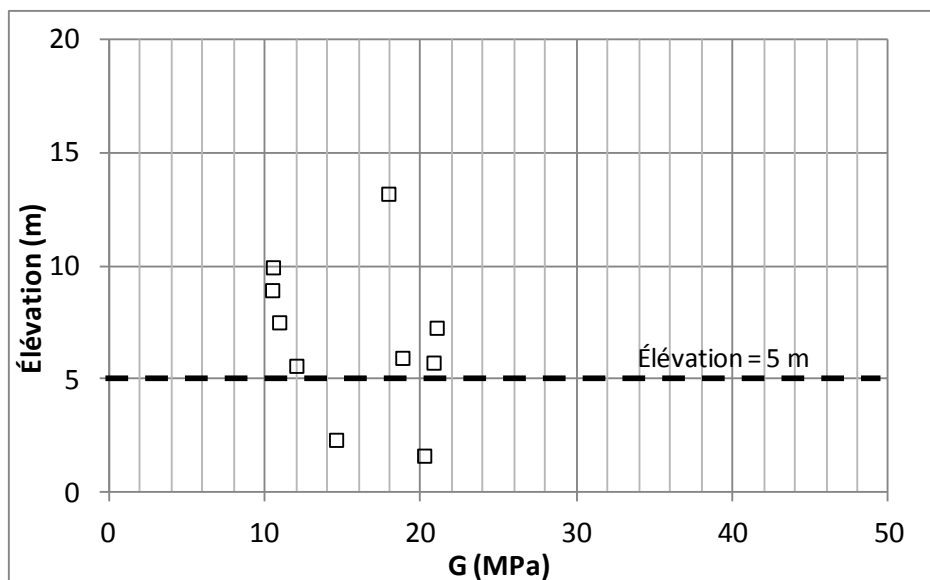


Figure 8-29 : Valeurs de G pour l'essai de choc hydraulique.

La figure 8-30 compare les valeurs du module G de l'essai de choc hydraulique avec les valeurs du module M qui ont été obtenues à partir de la pente de la courbe contrainte-déformation des essais œdométriques. Cette figure donne aussi la relation théorique entre M et G pour $\nu = 0,3$. Le choix de la valeur de ν a toutefois peu d'influence sur la principale conclusion à tirer de la figure 8-30 : les paramètres de rigidité fournis par l'essai œdométrique en laboratoire sont beaucoup plus faibles que ceux de l'essai in situ de choc hydraulique. Environ un ordre de grandeur sépare les modules G qui sont calculés à partir des essais œdométriques (1,0 - 3,0 MPa), de ceux qui proviennent des essais de choc hydraulique (10,5 - 21,0 MPa). On remarque aussi qu'il n'y a pas de corrélation entre les résultats des essais de choc hydraulique et ceux des essais œdométriques réalisés avec l'argile prélevée au niveau des massifs filtrants.

La figure 8-31 compare les valeurs de G qui ont été obtenues dans le cadre des travaux de cette thèse avec certains résultats tirés de la revue de littérature. On remarque que les valeurs de G pour l'essai de choc hydraulique sont cohérentes avec les valeurs de G_{\max} obtenues à Louiseville et à Mascouche par Silvestri (2003) et Silvestri & Abou-Samra (2008) avec le pressiomètre autoforeur. L'ensemble des valeurs de G obtenues avec l'essai de choc hydraulique et les essais au pressiomètre autoforeur sont centrées sur une droite dont l'équation est $G = 43,2\sigma'_p$. Les valeurs de G qui sont obtenues pour les essais œdométriques en supposant $\nu = 0,3$ sont

approximativement 10 fois plus faibles ($G = 5,4\sigma'_p$). À l'instar des essais œdométriques de cette thèse, les valeurs de G données par la corrélation de Leahy (1980) sont plus faibles que celles des essais in situ.

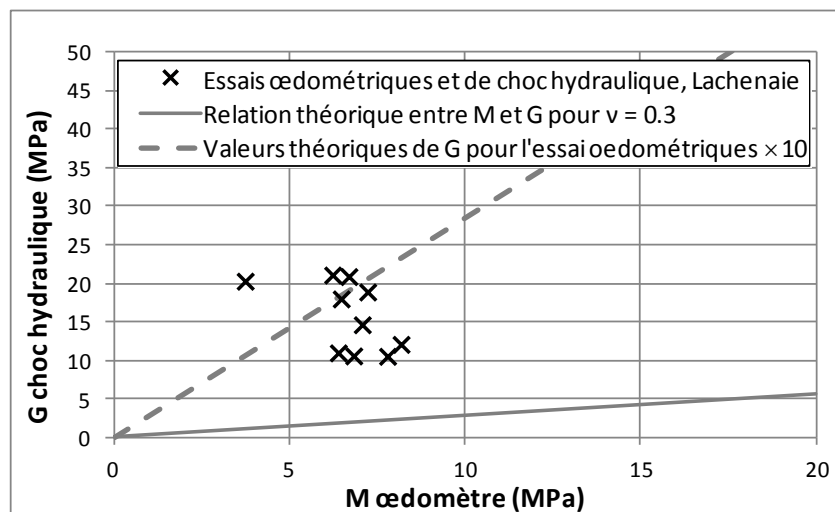


Figure 8-30 : Relation entre le module M des essais œdométriques et le module G des essais de choc hydraulique.

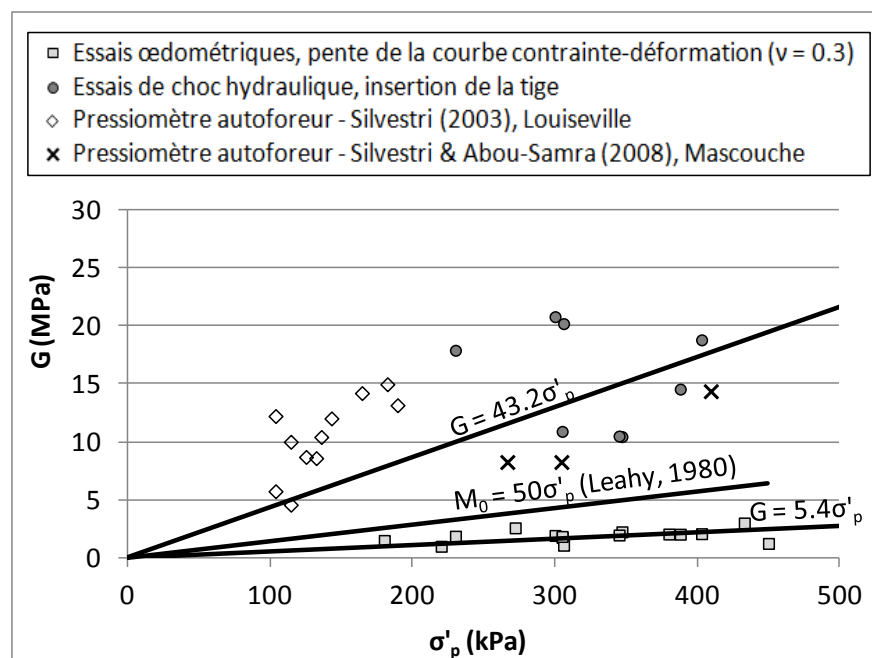


Figure 8-31 : Valeurs de G en fonction de σ'_p pour les argiles Champlain.

CHAPITRE 9 INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ EN SUPPOSANT UN MILIEU POREUX PARFAITEMENT RIGIDE

Ce chapitre propose une première interprétation des essais de perméabilité réalisés sur le terrain et au laboratoire pour les sites expérimentaux de Lachenaie. On donne les valeurs de K qui ont été obtenues avec les méthodes d'interprétation basées sur l'hypothèse d'un squelette granulaire parfaitement rigide (section 3.2). Avec ces méthodes d'interprétation, on suppose que le réseau d'écoulement correspond en tout temps à celui d'un régime permanent, à la solution de l'équation de Laplace qui est donnée par la charge hydraulique du massif filtrant. On néglige alors le terme $\partial\theta_w/\partial t$ de l'équation 2.5.

Les méthodes d'interprétation utilisées dans ce chapitre ont permis d'obtenir des valeurs fiables de K . Ces valeurs de K serviront de point de comparaison pour la discussion du chapitre 10, alors que les résultats expérimentaux (chapitres 8 et 9) et numériques (chapitre 5) seront combinés.

Un grand nombre d'essais de perméabilité ont été réalisés avec l'argile des sites expérimentaux de Lachenaie. Le tableau 9-1 présente un décompte du nombre d'essais réussis pour chaque type d'essai.

Mis à part les essais triaxiaux et les essais de choc hydraulique, on a utilisé à la fois la forme différentielle de l'équation de conservation (la forme associée à la méthode du graphique des vitesses, équations 3.2 et 3.3) et la forme intégrée (la forme associée aux méthodes de Hvorslev (1951) et Chiasson (2005), équations 3.4 et 3.5). Le tableau 9-1 donne une référence pour chaque méthode d'interprétation.

Le chapitre 9 débute avec une comparaison et une discussion de la mise en application des méthodes d'interprétation en régime permanent. On discute tout d'abord de l'influence des déformations du milieu poreux et des variations saisonnières de la charge hydraulique sur les graphiques des vitesses. On présente ensuite certains résultats concernant la mise en application de la méthode de Chiasson (2005). Les distributions statistiques des valeurs de K qui ont été obtenues dans le cadre de cette thèse sont analysées. Les résultats des essais in situ et de laboratoire sont comparés. Le chapitre se termine avec une contribution aux méthodes de prédiction de K pour les argiles Champlain à l'état intact.

Des résultats détaillés pour les essais in situ sont présentés à l'annexe 10 (essais à niveau variable) et à l'annexe 11 (essais de choc hydraulique). Les résultats de certains essais de laboratoire sont fournis à l'annexe 12 (essais de perméabilité en cellule œdométriques) et à l'annexe 13 (essais de perméabilité en cellule triaxiale).

Toutes les valeurs de K qui sont présentées dans ce chapitre ont pour fluide de référence l'eau à 20°C.

Tableau 9-1 : Décompte des essais de perméabilité réalisés pour le dépôt de Lachenaie.

Types d'essais	Nombres d'essais réussis	Méthodes d'interprétation et références	
		Forme différentielle (équations 3.2 et 3.3)	Forme intégrée (équations 3.4 et 3.5)
Essai in situ à niveau variable ($d = 52,5$ mm)	61	Chapuis et al. (1981)	Chiasson (2005)
Essai in situ à niveau variable ($d = 12,6$ mm)	4	Chapuis et al. (1981)	Chiasson (2005)
Essais de choc hydraulique	13	Chapuis & Cazaux (2002)	
Essais triaxiaux	45		Tavenas et al. (1983a)
Essais œdométriques	78 Spécimens 311 essais	Perez (2012)	Tavenas et al. (1983a)

9.1 Méthodes basées sur le graphique des vitesses - observations générales

L'application de la méthode du graphique des vitesses à l'ensemble des essais de perméabilité donne plusieurs résultats intéressants. Dans cette section, on présente des observations générales concernant cette méthode. L'analyse est centrée sur l'impact sur le graphique des vitesses des déformations et des variations saisonnières de la charge dans l'aquitard.

9.1.1 Impact des déformations sur le graphique des vitesses

On doit tout d'abord noter que les graphiques des vitesses montrent presque toujours une courbure avec l'argile Champlain, et ce peu importe le type d'essai. Même les essais qui sont en pratique exclusivement interprétés avec la forme intégrale de la loi de conservation affichent une certaine courbure. C'est le cas des essais œdométriques. L'utilisation du graphique des vitesses dans l'étude des déformations qui affectent les essais à niveau variable en cellule œdométrique est discutée en détail par Perez (2012) et Perez et al. (2012).

La figure 9-1 présente le graphique adimensionnel des vitesses pour une série d'essais à niveau variable en cellule œdométrique réalisés avec un spécimen d'argile remaniée. Avant l'essai œdométrique, ce spécimen a été consolidé sous une contrainte totale verticale de 6 kPa pendant une période d'environ 8 mois. L'argile a été prélevée entre les sites 1, 2 et 3 ($w_L = 58\%$). Au début de l'essai de consolidation, $e_0 = 1,58$. On a utilisé le graphique adimensionnel des vitesses de manière à superposer tous les résultats. On remarque qu'une faible courbure affecte les 2 ou 3 premières vitesses de chaque essai. On observe sensiblement la même tendance pour l'argile intacte.

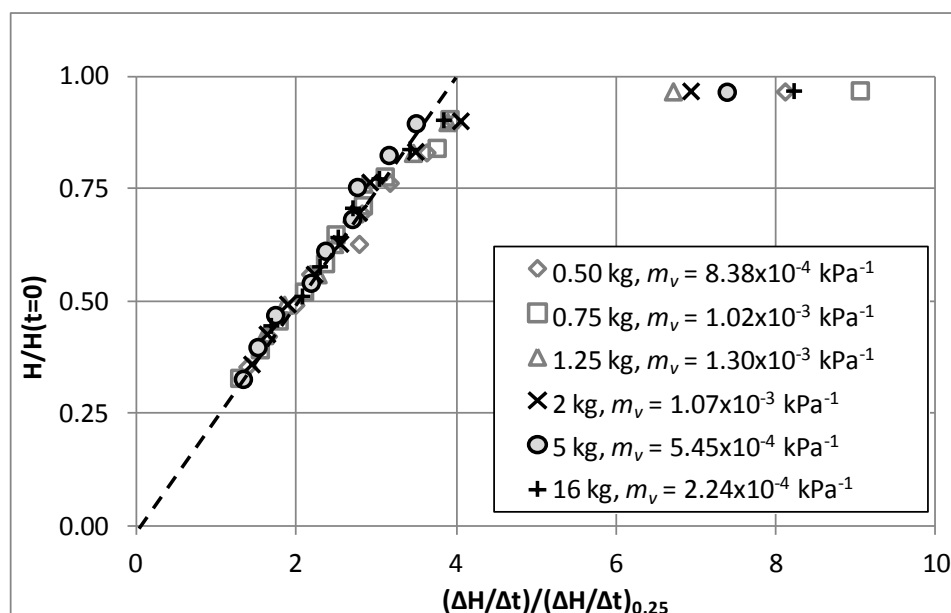


Figure 9-1 : Exemple de graphiques adimensionnels des vitesses pour un essai œdométrique.

Essai réalisé avec de l'argile remaniée prélevée entre les sites 1, 2 et 3.

À la figure 9-1, on a choisi de montrer les résultats d'un essai réalisé avec de l'argile remaniée, simplement parce la durée des essais de perméabilité pour ce spécimen a été prolongée (jusqu'à 6 jours pour l'essai à 48 kg), de manière à avoir des graphiques des vitesses plus complets.

Normalement, on fixe la durée des essais de perméabilité en cellule œdométrique à 24 ou 48 heures de manière à limiter la durée totale des essais œdométriques à 1 mois. La courbure des graphiques des vitesses de la figure 9-1 indique toutefois qu'il est préférable de ne pas trop écourter la durée des essais : si ceux-ci sont trop courts, la déformation du squelette granulaire peut mener à une surestimation systématique de K , même si K est calculée à partir du graphe de $\ln(H(t=0)/H)$ versus t (équation 3.10). Par exemple, pour le chargement à 2 kg de la figure 9-1, les quatre premières vitesses correspondent aux 52 000 premières secondes de l'essai. Avec l'équation 3.10 et les données de cette période, on obtient $K = 3,30 \times 10^{-10}$ m/s. Si on utilise toutes les données de l'essai (220 000 s), on obtient plutôt $K = 2,88 \times 10^{-10}$ m/s. Cette mise en garde concernant la durée des essais de perméabilité revêt une importance particulière pour les essais qui sont réalisés après le dernier palier de chargement ($\sigma'_z = 1600$ kPa), alors que la conductivité hydraulique de l'argile est de l'ordre de 1×10^{-10} m/s. Pour ces essais, la portion courbée des graphiques des vitesses peut avoir une durée de l'ordre d'une journée.

Lors de la description de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses de Chapuis (1998) et de son étude numérique au chapitre 5, on a noté que la courbure du graphique adimensionnel des vitesses dépend surtout du paramètre α (équation 3.21). Plus celui-ci est grand, plus la courbure des graphiques des vitesses est importante. Comme le paramètre α dépend à la fois du type d'essai, de la géométrie (bD^2/S_{inj}) et de la rigidité du matériau ($S_s = \gamma_w m_v$), pour un type d'essai donné, on peut s'attendre à ce que la courbure du graphique des vitesses dépende principalement de la rigidité de l'argile.

Quand la courbure du graphique des vitesses est faible, le lien entre la rigidité de l'argile et la courbure n'est pas évident. Par exemple, à la figure 9-1, on remarque que la courbure du graphique des vitesses pour l'essai à 16 kg ($\sigma'_v/\sigma'_p = 15$) est semblable à celle de l'essai à 1,25 kg ($\sigma'_v/\sigma'_p = 1$). Toutefois, si on se fie aux valeurs de m_v obtenues pour les paliers de chargement avoisinants (figure 9-1), l'argile devrait être environ 6 fois moins rigide pour le palier de 1,25 kg. Rappelons que durant les essais œdométriques, m_v passe par une valeur maximum autour de σ'_p , puis sa valeur décroît avec l'augmentation des contraintes (figure 8-24).

Dans le cas de l'essai œdométrique, même si la relation entre courbure et rigidité est ténue, les déformations que l'on suppose être à la base de la courbure du graphique des vitesses sont bien réelles. Comme avec le tassement qui est mesuré durant les paliers de chargement, on peut aussi mesurer avec un comparateur un gonflement lors de certains essais à niveau variable. Par exemple, pour un échantillon du forage 3R prélevé à une profondeur de 17,76 m, un gonflement de 20 μm a été mesuré 24 heures après le début de l'essai de perméabilité à 32 kg (1093 kPa). Pour une épaisseur d'argile de 15 mm et en supposant une augmentation moyenne de la pression interstitielle d'environ 50 cm d'eau (5 kPa), on peut calculer à partir de cette déformation un module $m_v = 2,67 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$. Lors des paliers de chargement qui ont précédé et suivi cet essai de perméabilité, un coefficient m_v moyen de $1,22 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ a été obtenu. Les déformations mesurées lors des essais de perméabilité sont donc en accord avec l'ordre de grandeur du changement de pression interstitielle et le module m_v qui est calculé pour les paliers de chargement avoisinants.

L'utilisation d'un appui pour empêcher le tassement secondaire durant les essais de perméabilité permet peut-être d'expliquer l'absence de lien clair entre la courbure des graphiques des vitesses et la rigidité de l'argile, pour une série d'essais réalisés avec le même spécimen. Rappelons que pour la plupart des paliers de chargement, le tassement se poursuit indéfiniment après la période de tassement primaire et après la période standard de chargement (24 heures), c'est le tassement secondaire. Pour empêcher que le tassement secondaire interfère avec les essais de perméabilité, on vient mettre un appui sous le bras de levier qui applique la contrainte totale sur le spécimen. Au début de l'essai de perméabilité, le point d'appui ne supporte aucune contrainte. Toutefois, il est probable que durant certains essais de perméabilité, une partie de la contrainte totale soit reprise par l'appui en raison du tassement secondaire. La modélisation des contraintes effectives et des déformations à l'intérieur du spécimen est alors complexe.

On peut supposer que l'impact de l'utilisation de l'appui n'est pas le même pour tous les paliers de chargement. Cet impact dépend probablement de l'importance relative des déformations liées au gonflement et au tassement secondaire. Il serait pertinent de vérifier l'impact du point d'appui sur le graphique adimensionnel des vitesses, en exécutant des essais œdométriques avec et sans

appui, et en mesurant la portion de la contrainte totale qui est reprise par l'appui durant les essais de perméabilité.

La définition du paramètre α indique que le type d'essai, par le biais du paramètre S_{inj} , influence aussi la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses. Ce paramètre peut être réel – par exemple pour les essais à niveau variable exécutés dans les puits d'observation – ou virtuel pour les essais de choc hydraulique interprétés avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002).

En pratique, on observe effectivement une plus grande courbure avec les essais in situ qui sont associés à de faibles valeurs de S_{inj} . En général, plus les essais sont rapides, plus les graphiques des vitesses sont courbés. Les figures 9-2 à 9-4 comparent les graphiques adimensionnels des vitesses pour l'ensemble des essais réalisés dans les puits d'observation 6AH, 8AC et 9AH. Ces puits d'observation ont été choisis parce qu'ils ont tous été soumis aux trois types d'essais in situ décrits à la section 7.3. On remarque que les essais de choc hydraulique mènent à des graphiques des vitesses qui sont beaucoup plus courbés que ceux des essais à niveau variable. Cette observation ne devrait pas surprendre : les essais de choc hydraulique ont été développés pour être rapides. La valeur de S_{inj} pour ceux-ci est dictée par l'expansion de la cavité à la base du puits d'observation. Elle est environ 1000 fois plus faible que la valeur de S_{inj} des essais à niveau variable réalisés directement dans le tuyau des puits d'observation ($d = 52,5$ mm). Lorsqu'on calcule la valeur de d_e pour les essais de choc hydraulique à partir de l'équation 3.6 et de la valeur de $\Delta p/\gamma_w$ qui est donnée par la surpression liée à l'insertion de la tige (figure 3-4), on obtient des diamètres virtuels qui varient entre 1,4 et 2,0 mm.

Les graphiques des vitesses des essais réalisés avec la burette ($d = 12,6$ mm) fixée à l'obturateur ressemblent davantage à ceux des essais avec $d = 52,5$ mm. Le rapport entre les valeurs de S_{inj} pour ces deux types d'essai est d'ailleurs plus faible, de l'ordre de 17. Pour la plupart des puits d'observation, on observe tout de même une courbure plus importante pour l'essai à niveau variable avec $d = 12,6$ mm. Notons au passage que les essais ont tous été démarrés avec des différences de charge initiales du même ordre (-2, -1, 1 ou 2 m). Les courbures différentes ne sont donc pas simplement dues à l'amplitude variable des sollicitations initiales.

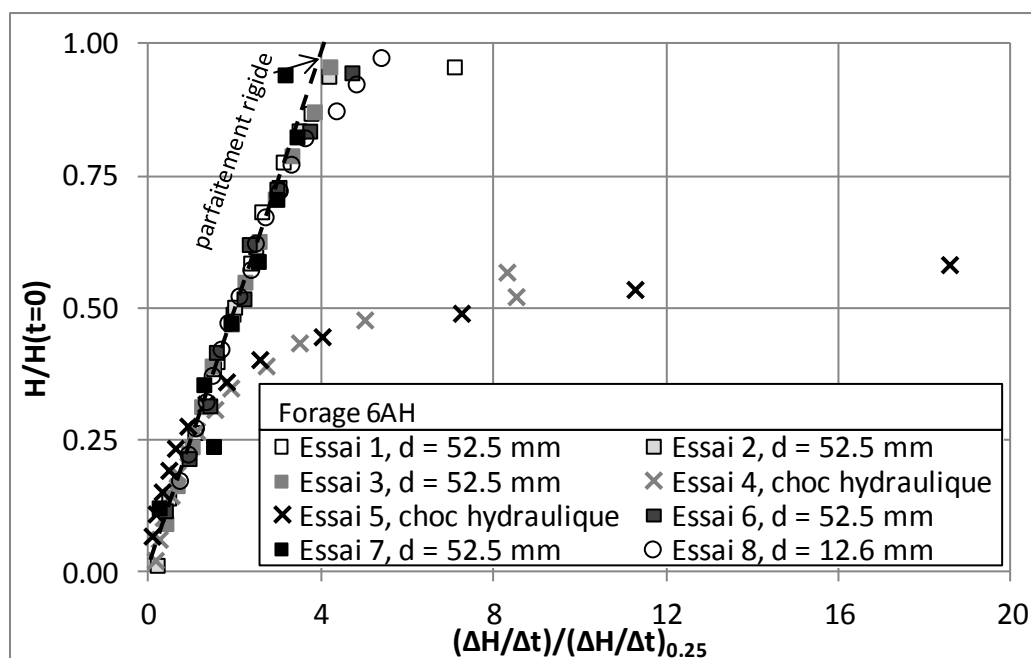


Figure 9-2 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 06AH).

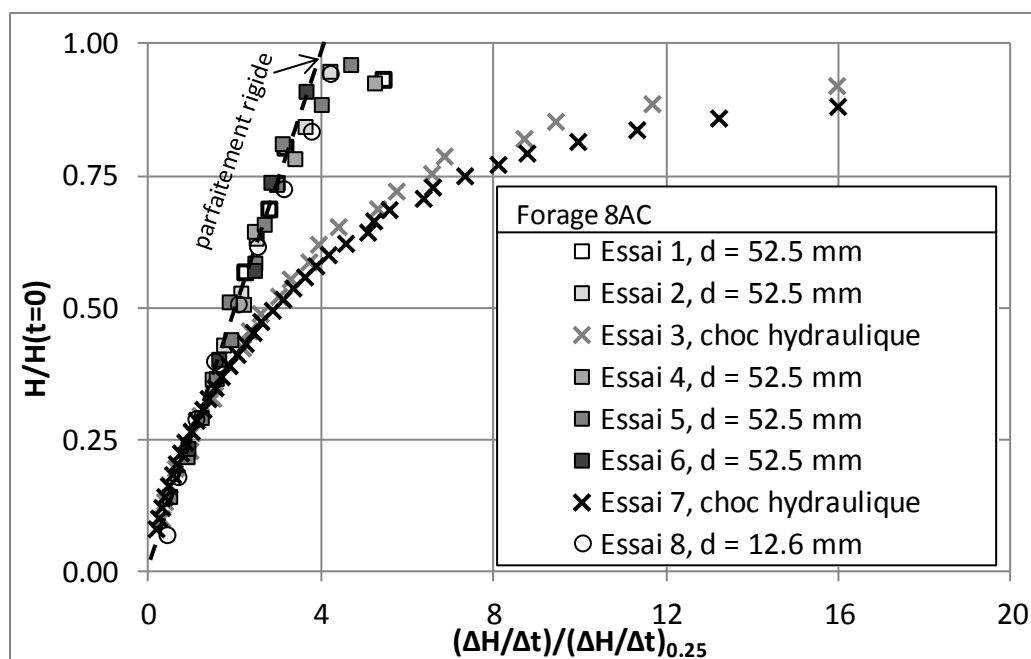


Figure 9-3 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 08AC).

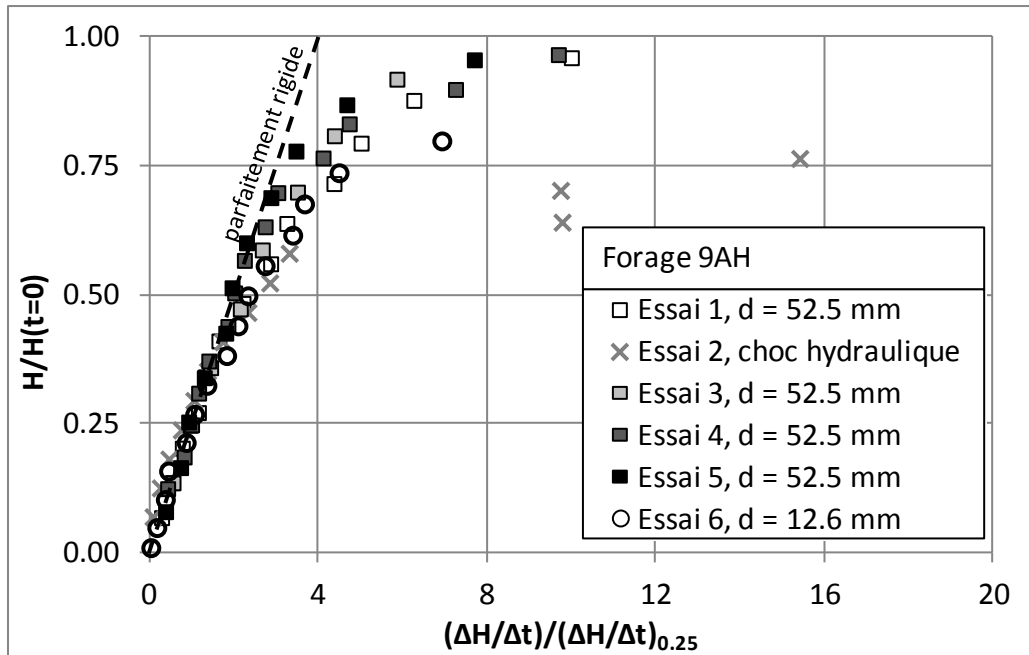


Figure 9-4 : Courbure du graphique adimensionnel des vitesses pour différents types d'essai (puits 09AH).

Aux figures 9-2 à 9-4, on remarque que pour certains puits d'observation, les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm peuvent produire des graphiques des vitesses aux courbures différentes. Aussi, pour la plupart des puits d'observation, les graphes les plus courbés pour $d = 52,5$ mm ressemblent aux graphes pour $d = 12,6$ mm, et ce, même si le rapport des valeurs de S_{inj} pour ces deux types d'essai est de 17.

Sur les figures 9-2 à 9-4, la numérotation des essais correspond à l'ordre chronologique dans lequel ils ont été réalisés. Pour les essais avec $d = 52,5$ mm, il semble que la courbure diminue avec le nombre d'essais exécutés dans un puits d'observation. Avec le temps, il est probable que l'argile se consolide autour de la zone de sol filtre en raison des sollicitations mécaniques répétées dues aux essais de perméabilité. La tendance est assez obscure, mais elle expliquerait pourquoi les essais avec $d = 12,6$ mm, les derniers essais exécutés dans chaque puits d'observation, montrent une courbure semblable à celle de certains essais avec $d = 52,5$ mm.

Comme la courbure des graphiques adimensionnels des vitesses varie dans la séquence d'essais, et comme elle varie relativement peu entre les essais avec $d = 52,5$ et $12,6$ mm, l'estimation de la

rigidité de l'argile à partir de la courbure du graphique adimensionnel des vitesses est entachée d'incertitudes importantes. Même l'ordre de grandeur de m_v ou S_s est difficile à estimer à partir de cette courbure. Il apparaît donc illusoire de vouloir déterminer le paramètre m_v à partir de résultats d'essais de perméabilité à niveau variable. On étudiera plus en détail le lien entre la courbure du graphique adimensionnel des vitesses et le paramètre m_v au chapitre 10.

Pour les essais de perméabilité in situ, la courbure du graphique des vitesses influence la valeur de K qui est calculée avec les méthodes d'interprétation qui supposent un squelette granulaire parfaitement rigide. Plus les graphiques adimensionnels des vitesses sont courbés, plus les valeurs de K sont élevées. Par conséquent, plus le diamètre du tuyau du piézomètre est petit, plus on mesure une grande valeur de K . Pour chacun des essais des figures 9-2 à 9-4, la figure 9-5 présente la relation entre d ou d_e , le diamètre utilisé pour calculer la valeur réelle ou virtuelle de S_{inj} , et la valeur de K qui est calculée avec le graphique des vitesses. Les valeurs de K sont normalisées par la moyenne géométrique de K pour chaque puits d'observation. Ces moyennes géométriques ont été calculées avec les résultats des essais à niveau variable pour $d = 52,5$ mm, l'essai de référence pour cette figure. Bien que l'écart entre les résultats des différents essais soit peu prononcé, la tendance est claire : K augmente lorsque d diminue. On remarque d'ailleurs que les valeurs de K obtenues pour les essais de choc hydraulique avec la méthode d'interprétation de Chapuis & Cazaux (2002) sont systématiquement plus grandes que les moyennes géométriques pour $d = 52,5$ mm.

L'interprétation des essais de choc hydraulique à l'aide de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) comporte une part importante d'arbitraire en raison de la courbure importante des graphiques des vitesses dans l'argile Champlain. Les graphiques adimensionnels des vitesses qui sont présentés sur les figures 9-2 à 9-4 ont une courbure beaucoup plus prononcée que l'exemple de graphique des vitesses qui est présenté par Chapuis & Cazaux (2002) pour une argile plus raide.

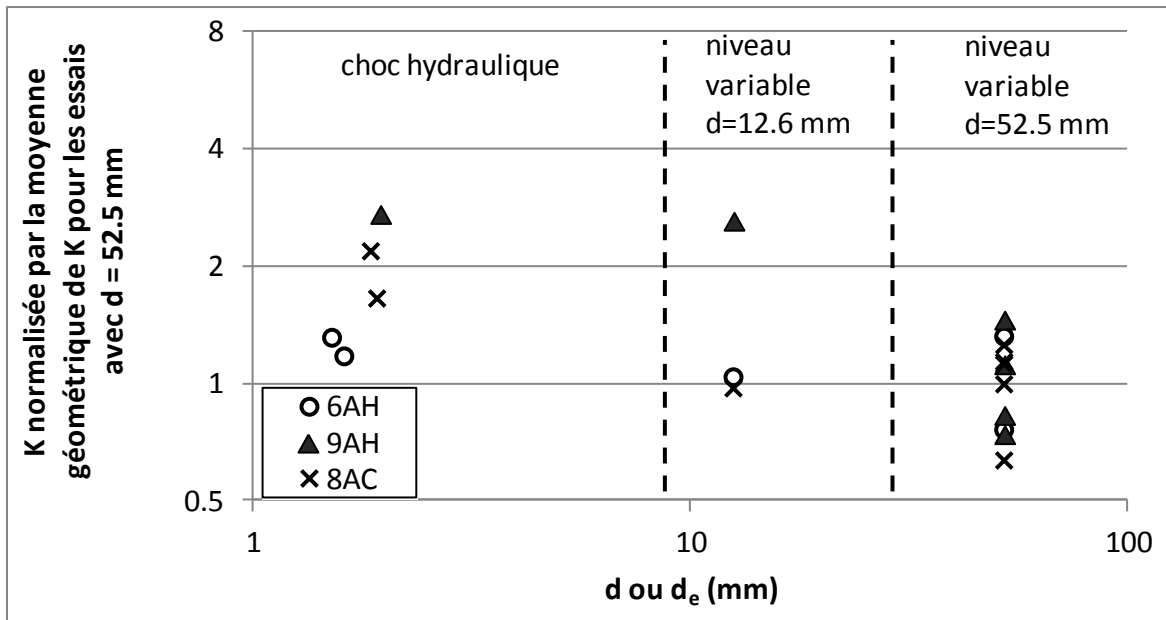


Figure 9-5 : Conductivité hydraulique mesurée lors des essais in situ en fonction de d ou d_e .

La figure 9-6 montre un exemple de choix de portion « linéaire » pour la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) pour le forage 8AC (essai du 17 novembre 2010). Comme on l'a mentionné au chapitre 7, pour standardiser l'application de cette méthode, on a choisi d'utiliser au minimum les 50 derniers centimètres de diminution de la charge hydraulique pour établir la relation entre $\Delta H/\Delta t$ et H_m . Pour certains puits d'observation, la dissipation de la charge est très rapide après l'insertion de la tige et la portion « linéaire » à la fin de l'essai représente moins de 50 cm de perte de charge. La plupart de ces essais n'ont pas été utilisés pour calculer K . On discutera des différents problèmes qui affectent les essais de choc hydraulique au chapitre 10.

En raison de la courbure du graphique des vitesses, les valeurs de l'ordonnée à l'origine H_0 sont souvent positives pour les essais de choc hydraulique, comme c'est le cas à la figure 9-6. Comme pour les valeurs de la pente, les valeurs de H_0 de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) dépendent dans une certaine mesure des points qui sont choisis pour établir la portion « linéaire ».

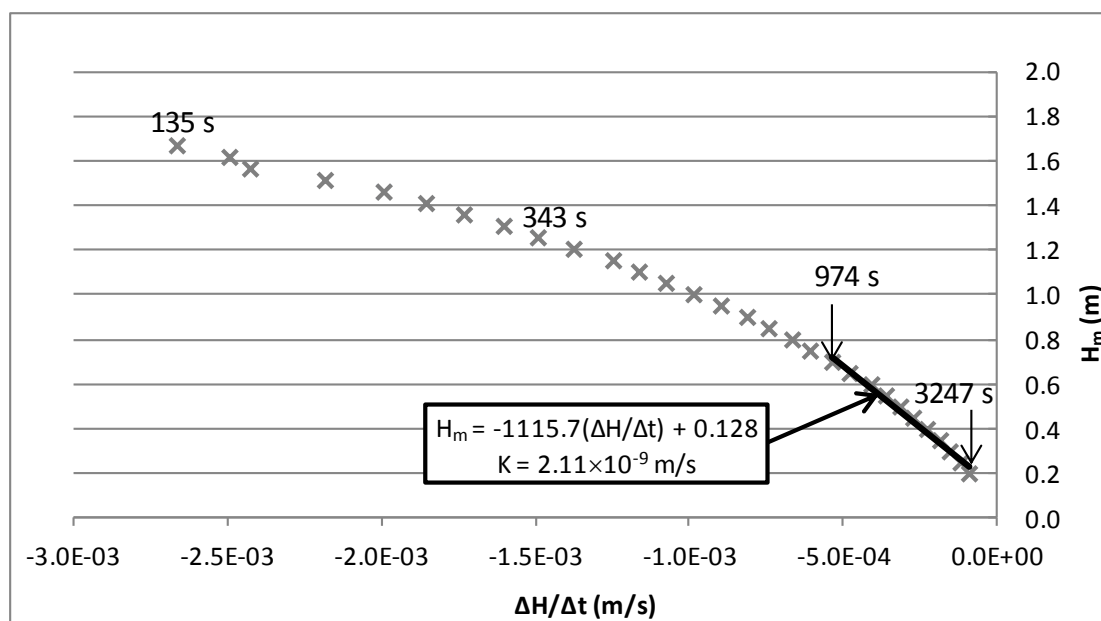


Figure 9-6 : Exemple de portion « linéaire » pour l'interprétation des essais de choc hydraulique avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002).

Puits 8AC, essai du 17 novembre 2010 (voir aussi les figures 3-4 et 3-18). Les étiquettes donnent le temps moyen écoulé depuis le début de l'essai pour certaines mesures de vitesse.

La figure 9-6 donne le temps moyen écoulé depuis le début de l'essai pour certaines vitesses. Cette figure ne présente pas les 13 premiers points de l'essai, ceux qui correspondent à des vitesses élevées et à $t < 2$ minutes. Bien que seulement 13 des 43 valeurs de vitesse pour cet essai fassent partie de la portion « linéaire », on remarque que celle-ci s'étend de $t = 15$ minutes à $t = 60$ minutes. Par conséquent, même si la portion qui est utilisée pour l'interprétation n'est pas représentative de l'allure générale du graphique des vitesses – elle met toujours l'accent sur le début de l'essai – la portion « linéaire » est représentative d'une partie importante de la durée de l'essai. Une autre conclusion à tirer de cette observation est qu'il faut allouer une durée d'au moins une heure aux essais de choc hydraulique pour bien définir la fin du graphique des vitesses, la portion qui est utilisée pour calculer K .

Malgré le caractère approximatif de l'application de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002), on observe une certaine corrélation entre les résultats des essais de choc hydraulique et la moyenne géométrique des valeurs de K pour les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm. La figure 9-7 présente cette corrélation. La plupart des points sont situés entre les droites pointillées qui

indiquent un facteur 3 d'écart entre la moyenne géométrique de K pour les essais à niveau variable et le résultat des essais de choc hydraulique. Conformément aux résultats obtenus pour les forages 6AH, 8AC et 9AH (figure 9-5), les essais de choc hydraulique surestiment K par rapport aux essais à niveau variable. En moyenne, pour les points de la figure 9-7, le rapport entre les valeurs de K pour les essais de choc hydraulique et les essais à niveau variable est de 2,5 (0,39 cycle logarithmique d'écart).

La figure 9-7 comporte seulement 13 points, le nombre d'essais de choc hydraulique réussis qui est rapporté au tableau 9-1. Comme il a été mentionné précédemment, pour certains essais de choc hydraulique, la charge diminue très rapidement après l'insertion de la tige. Il est parfois impossible d'interpréter les résultats avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002). On reviendra sur les problèmes d'exécution pour les essais de choc hydraulique au chapitre 10. Pour l'instant, on peut noter que les essais de choc hydraulique sont plus capricieux au niveau de l'exécution que les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ ou $12,6$ mm.

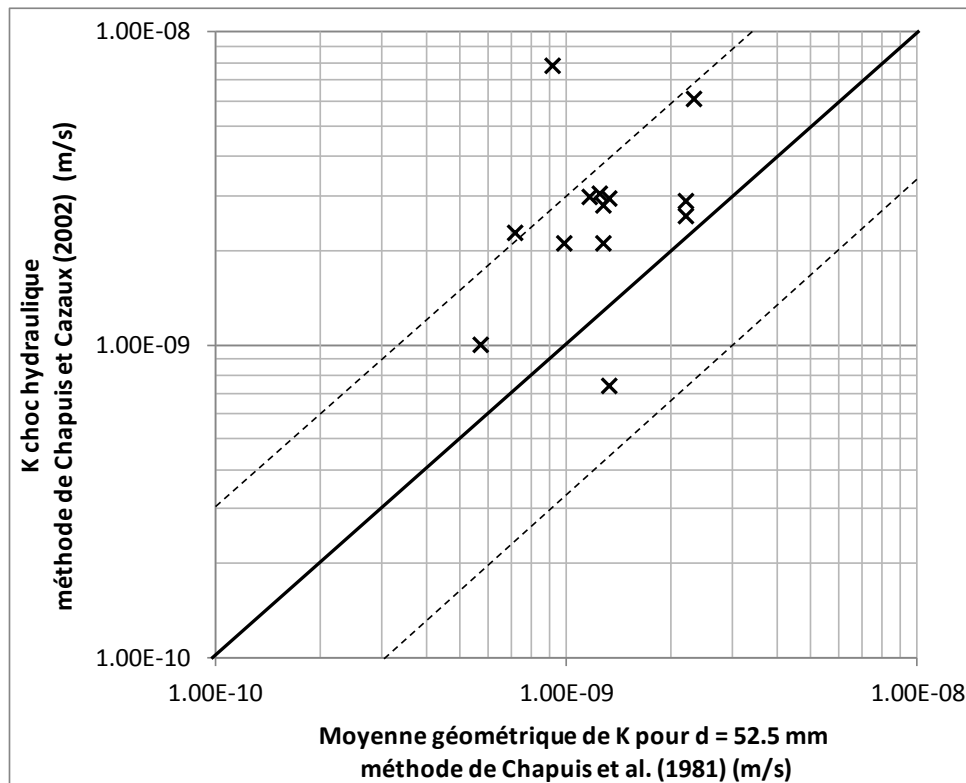


Figure 9-7 : Comparaison des valeurs de K obtenues pour les essais de choc hydraulique et les essais à niveau variable.

Même si les essais à niveau variable ($d = 52.5$ mm) sont utilisés comme point de référence sur les figures 9-5 et 9-7, la portion linéaire de leur graphique des vitesses est aussi affectée par les déformations. La courbure a une influence sur les valeurs de H_0 . La figure 9-8 met en relation H_0 pour la méthode de Chapuis et al. (1981), et la différence de charge hydraulique initiale $H(t=0)$. Pour les essais à niveau remontant, l'erreur piézométrique est plus souvent négative. On observe la tendance contraire pour les essais à niveau descendant. Cette observation est cohérente avec l'allure générale des graphiques des vitesses pour les essais à niveau remontant ou descendant. Par exemple, pour un essai à niveau remontant (figure 3-8), la courbure tend à aplanir la partie linéaire du graphique des vitesses et à diminuer l'ordonnée à l'origine. La relation entre H_0 et $H(t=0)$ qui est montrée à la figure 9-8 est plus ou moins claire. Dans la prochaine section, on verra que les variations saisonnières de la charge hydraulique dans l'aquitard ont aussi un impact sur les valeurs de H_0 . L'influence des déformations et celle des variations saisonnières de la charge hydraulique sont superposées.

Au chapitre 10, on invoquera trois mécanismes pour expliquer la courbure des graphiques des vitesses et la différence entre les valeurs de K qui sont obtenues pour chaque essai. Les deux premiers mécanismes ont été modélisés numériquement au chapitre 5 : l'expansion de la cavité à la base du puits d'observation et le gonflement ou la consolidation de l'argile. Ces deux phénomènes ont des effets contraires sur K . D'un côté, l'expansion de la cavité à la base du puits d'observation nous amène à sous-estimer K . Quand la charge hydraulique diminue durant un essai à niveau descendant, la cavité rétrécit et le niveau d'eau descend moins rapidement que pour une cavité rigide (Duhaime & Chapuis, 2008). D'un autre côté, le gonflement ou la consolidation de l'argile mène à des valeurs de K qui sont surestimées. La distribution des pressions autour de la cavité met un certain temps à changer au début de l'essai, les gradients hydrauliques au voisinage du massif filtrant sont alors plus grands que ne le prédit la solution de l'équation de Laplace. Pour une valeur de K donnée, les vitesses sont plus grandes que celles qui sont prédites par la théorie à la base des méthodes d'interprétation qui supposent un squelette parfaitement rigide. Les résultats semblent indiquer que le deuxième mécanisme est plus important en pratique pour les essais à niveau variable : K diminue quand la valeur de S_{inj} augmente (figure 9-5). Pour les essais de choc hydraulique, ces deux mécanismes sont intrinsèquement liés.

Le troisième mécanisme est lié à la compressibilité des gaz. On verra au chapitre 10 que pour certains puits d'observation, la présence de gaz dans le massif filtrant semble avoir un impact important sur le déroulement des essais de choc hydraulique.

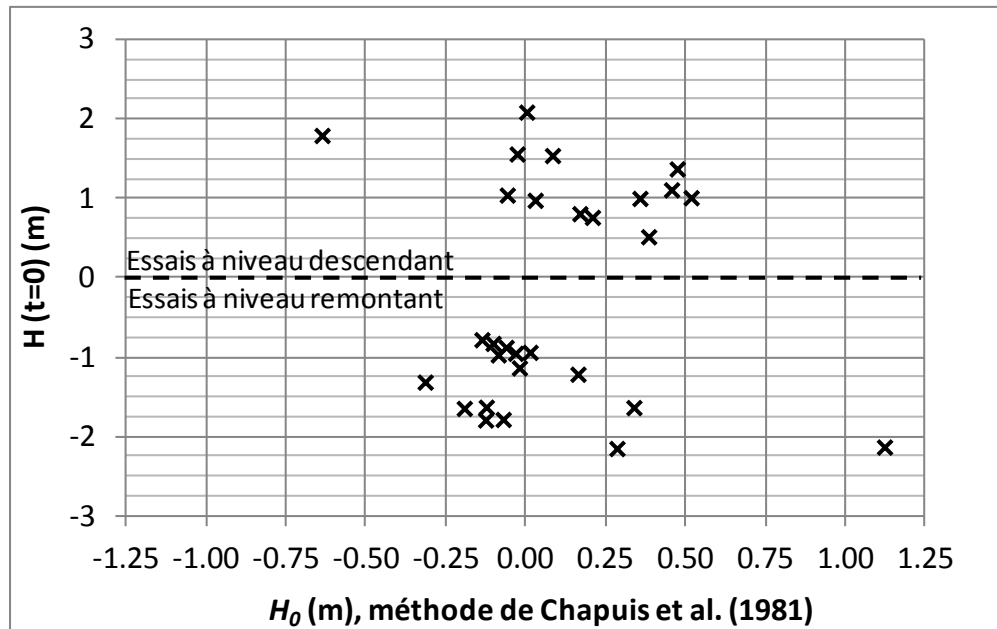


Figure 9-8 : Relation entre $H(t=0)$ et H_0 pour les essais à niveau variable.

9.1.2 Impact des variations saisonnières de la charge sur le graphique des vitesses

Le principal avantage du graphique des vitesses est qu'il ne nécessite pas de connaître la charge hydraulique initiale du milieu dans lequel on réalise l'essai de perméabilité. Cet avantage est particulièrement important pour les essais exécutés dans les argiles Champlain. En raison de la faible perméabilité de ces argiles, le niveau d'eau dans les puits d'observation est constamment en retard par rapport aux variations saisonnières de la charge hydraulique. Aussi, en raison de la longue durée des essais avec $d = 52,5 \text{ mm}$ (de l'ordre de 1 mois ou plus), la charge dans l'aquitard peut varier au cours des essais.

Tout comme les déformations, les variations saisonnières de la charge hydraulique peuvent avoir une influence sur l'allure du graphique des vitesses. La figure 9-9 présente un exemple de

graphique des vitesses affecté par les variations saisonnières de la charge. En plus de présenter la courbure initiale associée à la déformation de l'argile (48 premières heures de l'essai), ce graphique des vitesses présente une courbure à la fin de l'essai (jours 11 à 23). Dans la partie centrale du graphique des vitesses (jours 2 à 11), la valeur de H_0 est de -0,07 m. Le niveau initial surestime donc le niveau piézométrique effectif entre les jours 2 à 11. Vers la fin de l'essai, le niveau d'eau tend plutôt vers -0,50 m. On peut donc conclure que la charge dans l'aquitard continue à diminuer au cours de l'essai.

Chapuis et al. (2012) ont obtenu avec le logiciel SEEP/W des graphiques des vitesses théoriques qui sont similaires à ceux de la figure 9-9 (voir la figure 10 de Chapuis et al. 2012). Toutefois, sur le terrain, ce type de graphique des vitesses est assez rare. Il est probable qu'il nécessite une variation de la charge hydraulique dans l'aquitard qui est relativement rapide par rapport aux fluctuations naturelles. Pour le piézomètre 9AB, cette variation rapide s'explique probablement par la proximité d'une pente importante, et en contrebas, du ruisseau de la Cabane ronde.

Les changements saisonniers de la charge hydraulique n'ont évidemment pas d'effet important sur la fin des essais de choc hydraulique, parce que ceux-ci sont beaucoup plus courts.

Notons que les vitesses qui semblaient être influencées par les variations saisonnières de la charge hydraulique ont été retirées des figures 9-2 à 9-4.

En plus de produire une courbure à la fin du graphique des vitesses, les fluctuations saisonnières de la charge hydraulique affectent la partie centrale du graphique des vitesses, notamment la valeur de H_0 . Par exemple, à la figure 9-9, on a noté que le tiers central du graphe des vitesses indiquait déjà la diminution de la charge hydraulique dans l'aquitard qui s'est poursuivie tout au long de l'essai. L'effet des changements saisonniers de la charge hydraulique sur la partie centrale du graphique des vitesses peut être mis en évidence en traçant le graphique de l'erreur piézométrique H_0 en fonction de la date du début des essais. La figure 9-10 présente ce graphe pour l'ensemble des essais à niveau variable ($d = 12,6$ et $52,5$ mm) pour lesquels on dispose d'informations suffisantes pour calculer H_0 avec précision. On remarque que pour les essais réalisés l'été (juillet et août), par exemple pour celui de la figure 9-9, la valeur de H_0 est souvent négative : le niveau d'eau statique avant l'essai surestime la charge dans l'argile. À l'automne (octobre), on observe la tendance contraire : l'erreur H_0 est positive et le niveau d'eau statique sous-estime la charge hydraulique dans l'aquitard.

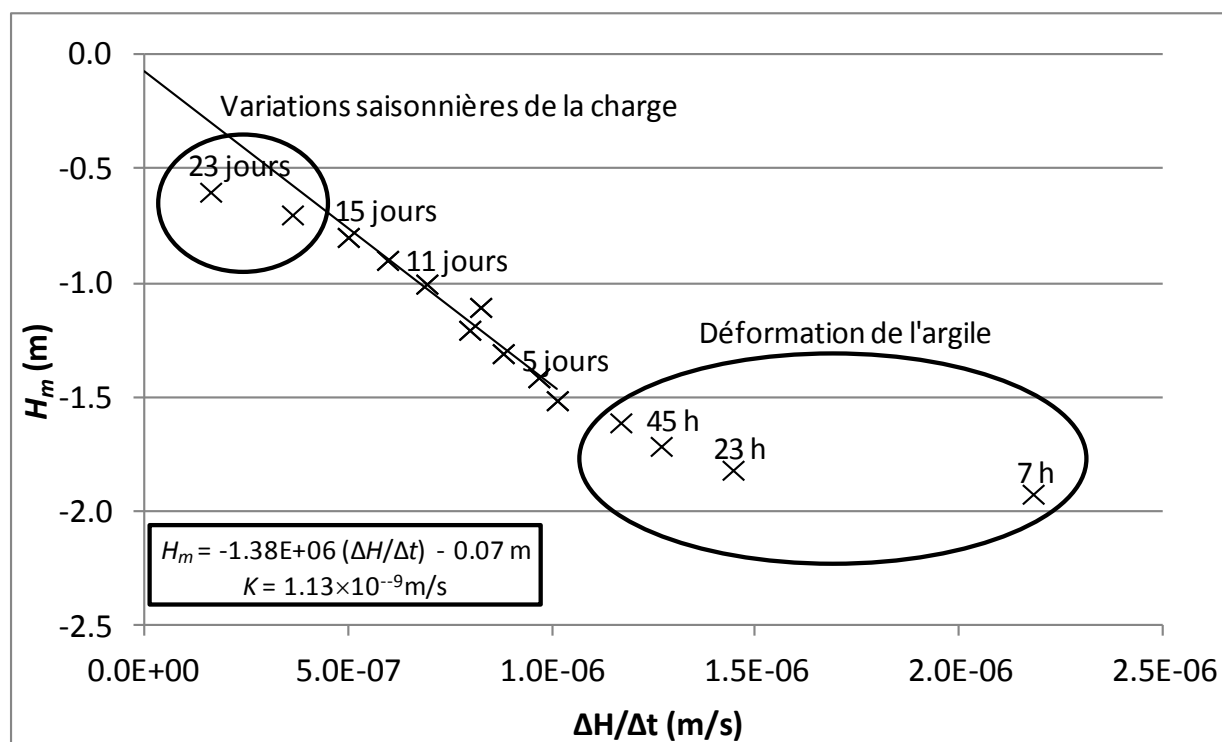


Figure 9-9 : Influence des déformations et des variations saisonnières de la charge sur le graphique des vitesses d'un essai à niveau variable ($d = 52,5 \text{ mm}$).

Puits FP-08-09AB, essai à niveau remontant réalisé en juillet 2010 (adapté de Duhaime et al., 2012b).

Le marqueur muni d'une flèche à la figure 9-10 représente un cas particulier rencontré pour le puits d'observation 6AH. Rappelons que c'est sur le site 6, en bordure de la rivière des Mille-Îles que les variations de la charge hydraulique dans l'argile sont les plus importantes. La valeur de $H_0 = -1,00 \text{ m}$ provient d'un essai à niveau remontant qui a été démarré le 8 juillet 2010. Une charge initiale de $-1,00 \text{ m}$ avait alors été planifiée pour l'essai. Toutefois, le niveau d'eau a poursuivi sa descente au lieu de remonter. Finalement, il est passé sous le capteur. En théorie, en démarrant un essai à niveau descendant au lieu de l'essai à niveau remontant, on aurait pu obtenir une valeur de H_0 inférieure à $-1,00 \text{ m}$.

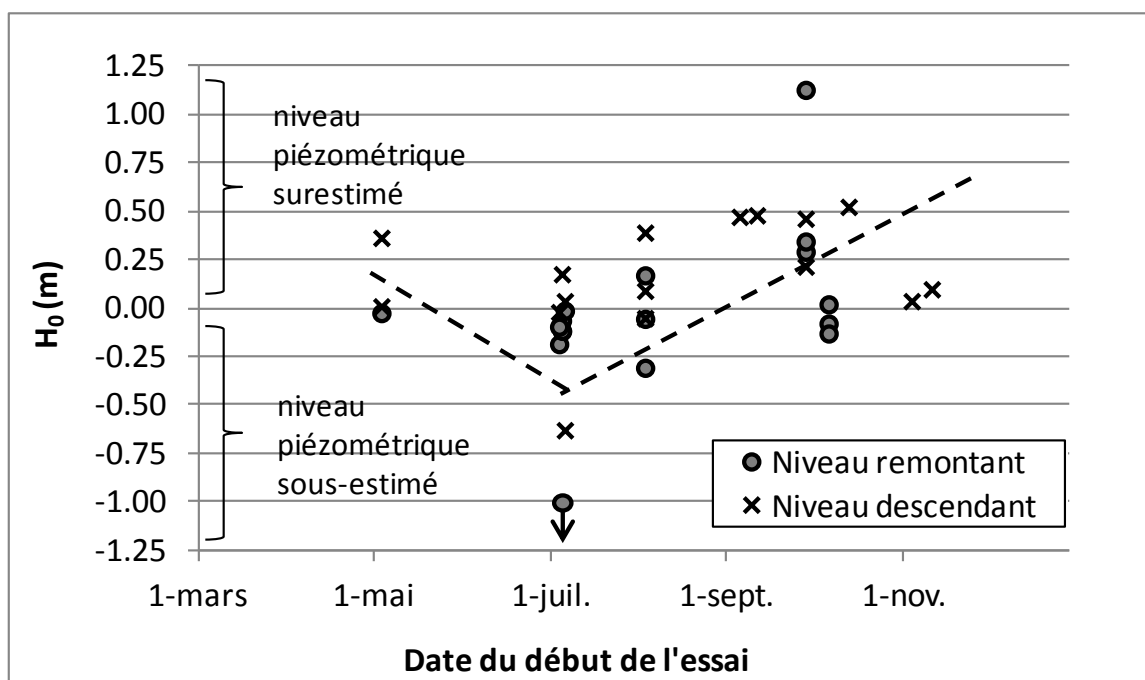


Figure 9-10 : Variation de H_0 pour les essais à niveau variable en fonction de la date du début des essais (Duhaime et al. 2012b).

Les variations saisonnières de la charge influent probablement aussi sur la pente du tiers central du graphique des vitesses. Intuitivement, on pourrait s'attendre à surestimer K pour les essais à niveau remontant exécutés pendant les périodes de l'année où la charge augmente dans l'aquitard, soit les périodes de l'année où l'erreur H_0 est positive (selon la figure 9-10, au cours du printemps et de septembre à novembre). On devrait plutôt s'attendre à sous-estimer K pour le même type d'essai lorsque ceux-ci sont exécutés au cours d'une période où la charge diminue. Le raisonnement inverse s'applique aux essais à niveau descendant.

La figure 9-11 présente l'écart entre $\log(K)$ et la moyenne de $\log(K)$ pour chaque puits d'observation, en fonction de la date du début des essais. Cette figure présente seulement les résultats des puits où au moins quatre essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm ont été réalisés. En comparant les essais à niveau remontant de juillet (charge hydraulique qui diminue dans l'aquitard) à ceux d'octobre (charge hydraulique qui augmente), on constate que les valeurs de K du premier groupe sont effectivement plus faibles que celles du second groupe. La tendance est toutefois assez obscure. Globalement, l'effet sur K des variations saisonnières de la charge semble être plus complexe qu'on l'envisage ici.

La figure 9-11 ne présente pas les valeurs de K pour le puits d'observation 6AH. Pour celui-ci, on a observé au cours du projet une diminution très importante de K d'essai en essai. Le massif filtrant de ce puits intercepte la croûte d'argile oxydée. Il est probable que les micro-fissures qui sont interceptées par ce massif filtrant se soient progressivement refermées ou qu'elles aient été colmatées depuis l'installation du puits en 2007. Néanmoins, comme on a pu le constater précédemment, le puits 6AH continuait à présenter des fluctuations très importantes de la charge hydraulique en 2010. Ces fluctuations de la charge sont souvent associées à la zone active (O'Shaughnessy & Garga, 1994).

Pour les autres puits d'observation, on n'observe pas de relation distincte entre K et le numéro d'essai dans la séquence. Les variations de $\log(K)$ par rapport à la moyenne géométrique pour chaque puits sont présentées à la figure 9-12 en fonction du numéro des essais dans la séquence chronologique.

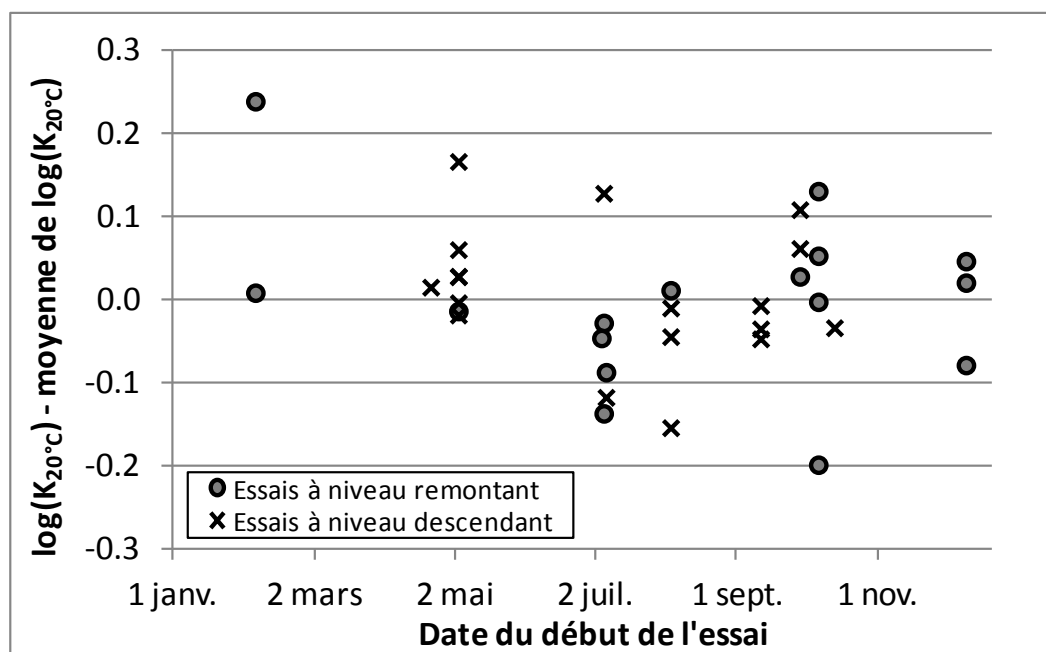


Figure 9-11 : Écart entre les valeurs individuelles de K et la moyenne géométrique en fonction de la date du début de l'essai.

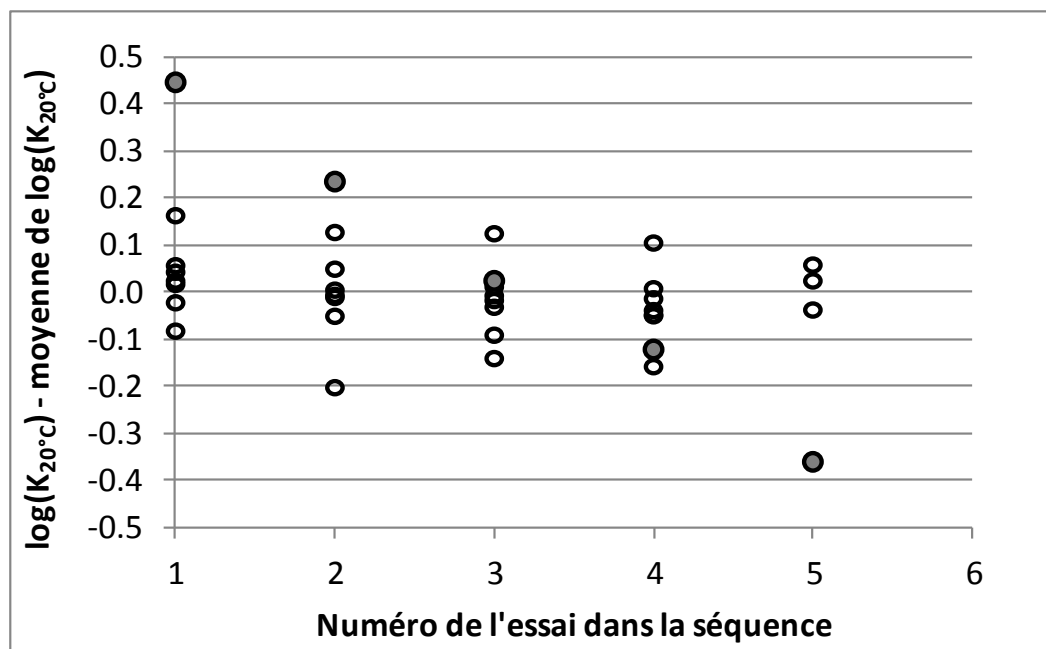


Figure 9-12 : Variation de K en fonction de l'ordre chronologique des essais ($d = 52,5$ mm).

Il serait intéressant de modéliser et de valider la relation entre H_0 , K et les variations de la charge hydraulique dans l'aquitard en utilisant des mesures in situ de la charge hydraulique dans l'argile. On ne dispose malheureusement pas de mesures précises des fluctuations annuelles de la charge hydraulique pour l'aquitard de Lachenaie. Des obturateurs ont été installés dans les puits d'observation au cours de l'hiver 2008-2009, mais avec un succès mitigé. Il est difficile de vérifier s'ils ont bien rempli leur rôle. La technique de remplissage des puits d'observation qui a été utilisée avec les essais de choc hydraulique n'a malheureusement pas été employée (section 7.3.1).

On dispose d'une base de données qui rassemble les mesures du niveau d'eau prises pour les 27 puits d'observation des sites de Lachenaie depuis 2006. Même si ces niveaux d'eau sont en retard par rapport aux fluctuations réelles de la charge hydraulique dans l'aquitard, ils nous permettent de tirer certaines conclusions. La figure 9-13 montre l'écart entre le niveau d'eau mesuré et le niveau d'eau moyen pour 11 puits d'observation installés dans la couche d'argile. La tendance observée sur cette figure est cohérente avec les variations de H_0 rencontrées à la figure 9-10. Lorsque les valeurs de H_0 sont négatives, le niveau d'eau dans les puits d'observation diminue, lorsque H_0 est positif, ce niveau augmente. La période qui correspond à des valeurs positives de

H_0 à la figure 9-10 (juin à septembre) correspond approximativement à la période où les niveaux d'eau diminuent à la figure 9-13. Si on se fie aux valeurs positives de H_0 rencontrées en octobre à la figure 9-10, le niveau d'eau devrait augmenter dans les puits d'observation à la fin de l'automne (octobre-novembre).

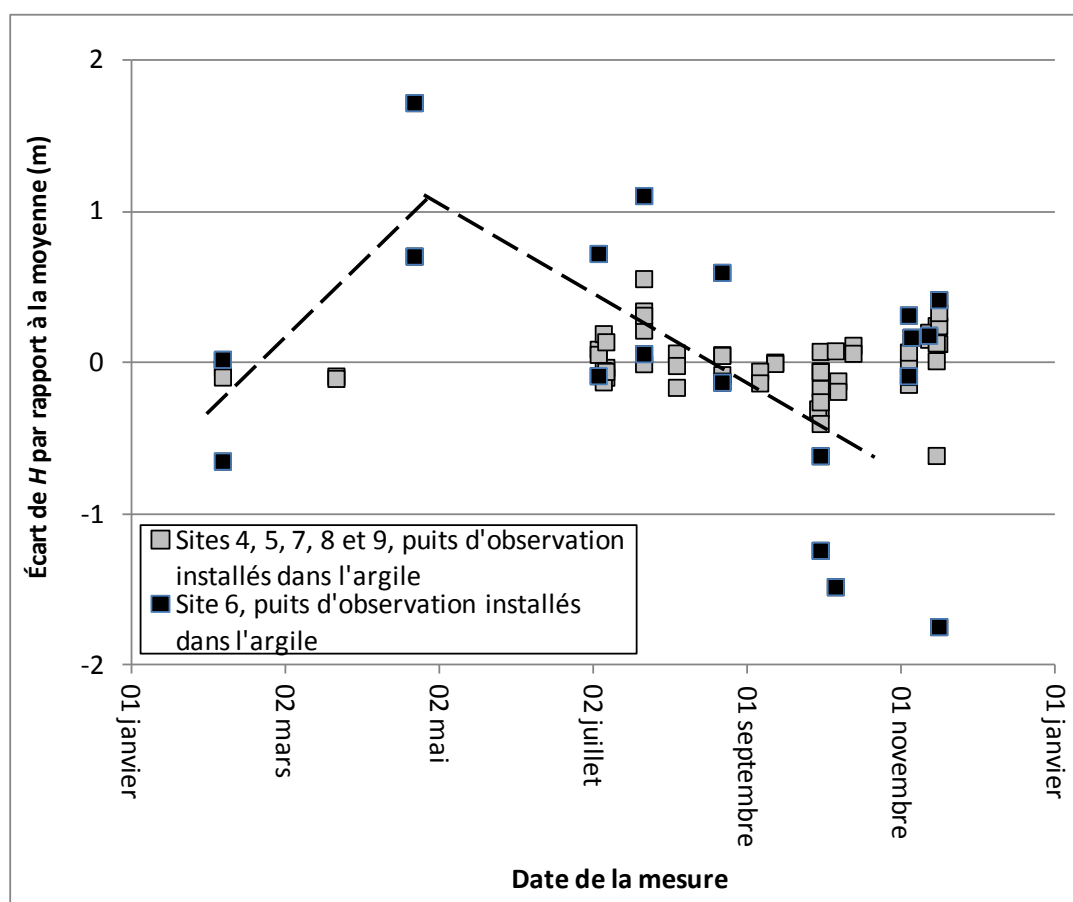


Figure 9-13 : Variations saisonnières de la charge hydraulique pour les puits installés dans l'argile (sites 4 à 9).

La figure 9-13 ne présente pas les niveaux d'eau des puits au roc. En général, ceux-ci varient moins que les niveaux d'eau dans l'argile. Les variations importantes sont surtout observées à l'automne. Pour l'ensemble des puits au roc, les niveaux d'eau varient de $\pm 0,9$ m par rapport à la moyenne. On note que les variations les plus importantes de la charge hydraulique dans le roc ne sont pas toujours associées aux sites qui montrent les plus grandes variations de la charge dans

l'argile. Par exemple, pour le site 6, le site où les variations du niveau d'eau sont les plus importantes dans l'argile (1,7 m autour de la moyenne, figure 9-13), les niveaux d'eau dans le roc demeurent à 0,2 m de la moyenne.

Il est probable que les niveaux d'eau dans le roc et dans l'argile ne soient pas contrôlés par les mêmes facteurs. Les variations du niveau d'eau dans le roc sont amorties et elles sont le reflet des variations à long terme de la recharge (variations annuelles des précipitations, de l'évapotranspiration réelle). Les variations du niveau d'eau dans l'argile sont moins amorties. Dans une certaine mesure, la charge hydraulique dans l'argile reflète les variations saisonnières de l'écart entre les précipitations et l'évapotranspiration réelle.

Dans les sections 9.1.1 et 9.1.2, les impacts sur le graphique des vitesses des déformations et des variations saisonnières de la charge n'ont pas pu être isolés. Par exemple, à la figure 9-10, il est probable que les deux essais à niveau descendant débutés au mois de novembre aient mené à une surestimation de H_0 en raison de la courbure du graphique des vitesses, tel que démontré à la figure 9-8. C'est en raison de l'interaction entre l'impact des déformations et des variations saisonnières de la charge que des figures qui sont censées démontrer l'influence de ces deux phénomènes sont parfois ambiguës.

Sur les figures 9-11 et 9-12, on remarque que l'ensemble des facteurs qui influencent les essais de perméabilité pour un puits d'observation donné produisent un ruban d'environ $\pm 0,2$ cycle logarithmique pour les valeurs de K (facteur 1,6). Ce ruban est plus large que le facteur de correction lié à la température de l'eau (1,3) et que la correction qui a été apportée aux coefficients de forme à la section 5.1 (1,11). La déformation de l'argile et les variations saisonnières de H expliquent assurément une part importante de ce ruban. Une étude plus approfondie de l'impact conjugué de ces phénomènes sur les essais de perméabilité à niveau variable réalisés dans les aquitards pourrait donc être bénéfique.

Dans le futur, des valeurs de charge hydraulique moins entachées par le délai de réponse des puits d'observation devraient pouvoir être obtenues en scellant des piézomètres à corde vibrante à l'intérieur de certains puits d'observation. Cette phase du projet débutera à l'automne 2012. Ultimement, les mesures de la charge hydraulique pourront être utilisées pour améliorer notre compréhension des écoulements naturels dans l'argile. On pourra ainsi quantifier les changements de direction du gradient hydraulique qui ont été observés pour certains sites (surtout les sites 1, 2

et 3) entre 2006 et 2012. Ces nouvelles informations nous permettront d'améliorer les modèles numériques qui sont utilisés pour simuler la migration de l'eau salée dans l'aquitard, et de modéliser le lien entre H_0 , K , les déformations et la date de début des essais de perméabilité.

9.2 Méthode de Chiasson (2005)

La méthode d'interprétation de Chiasson (2005) (section 3.2.1) a été appliquée à l'ensemble des essais à niveau variable. Lorsque l'utilitaire solveur d'Excel est utilisé avec cette méthode, certaines précautions doivent être prises pour obtenir une solution optimale, une solution qui minimise véritablement le carré des erreurs. Tout d'abord, on constate que les triplets $H(t=0)$, H_0 et $a = cK/S_{inj}$ qui sont obtenus dépendent du point de départ du solveur, c'est-à-dire de l'estimation initiale de la solution. Cette tendance s'avère peu importe les paramètres de convergence qui sont utilisés avec le solveur (figure 7-14). C'est pour cette raison que le script de l'annexe 7 vérifie plusieurs solutions initiales avant de fournir une solution optimale.

Les figures 9-14 et 9-15 présentent les valeurs de $H(t=0)$, H_0 et a qui sont données par le solveur pour un essai à niveau variable ($d = 52,5$ mm) réalisé en juillet 2010 dans le piézomètre 9AB. Au total, 42 points de départ différents ont été utilisés. Les valeurs de a , H_0 et $H(t=0)$ pour ces points de départ varient respectivement entre $1,0 \times 10^{-5}$ et $1,0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$, -0,2 et 0,2 m, et -1,0 et -3,0 m. On constate que les valeurs de H_0 , $H(t=0)$ et a qui sont fournies par le solveur varient respectivement entre -0,77 et 0,24 m, -2,15 et -1,18 m, et $5,9 \times 10^{-7}$ et $1,6 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Les valeurs de $RMSE$ pour ces 42 solutions varient quant à elles de 0,008 à 0,047 m. La valeur de $RMSE$ est indicative de l'écart moyen entre les valeurs théoriques ($H(t)$, équation 3.5) et expérimentales (H_i) de la différence de charge hydraulique apparente :

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_{mes}} (H_i - H(t))^2}{n_{mes}}} \quad (9.1)$$

où n_{mes} est le nombre total de mesures prises par le capteur de pression durant l'essai.

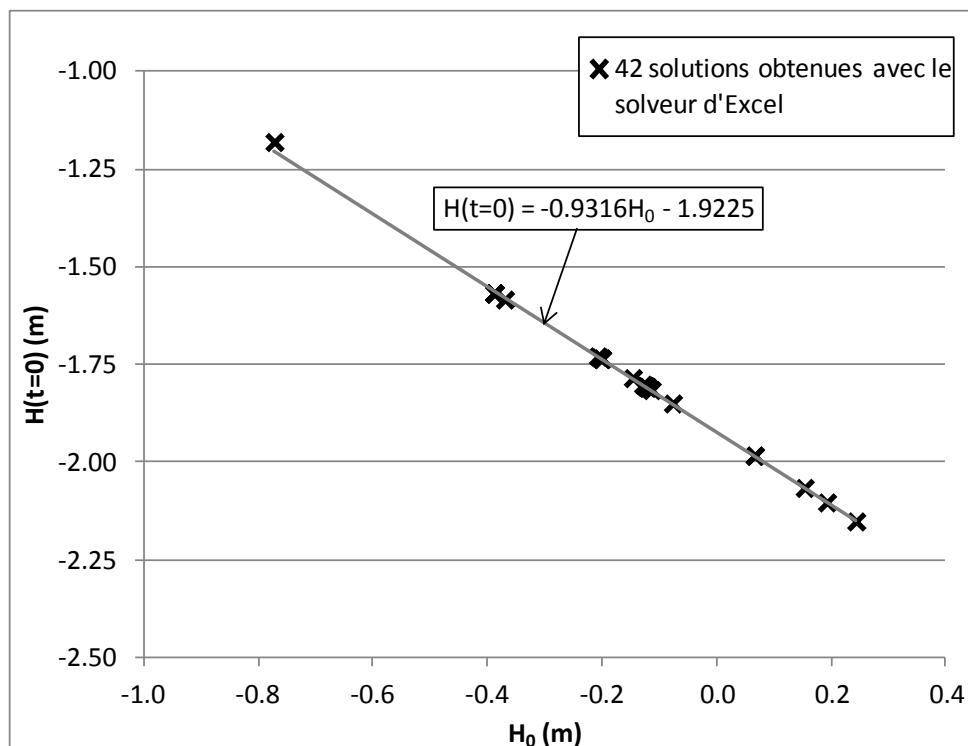


Figure 9-14 : Relation entre $H(t=0)$ et H_0 pour les solutions obtenues avec le solveur d'Excel pour la méthode de Chiasson (2005).

La plupart des 42 superpositions entre les valeurs expérimentales et théoriques de H fournies par le solveur apparaissent adéquates. Il est difficile de les départager visuellement. La figure 9-16 montre la superposition qui est obtenue avec la meilleure des 42 solutions ($RMSE = 8$ mm, $H(t=0) = -1,87$ m, $H_0 = -0,06$ m, $a = 7,33 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$) et celle qui est obtenue pour une solution qui ne minimise pas la somme du carré des erreurs ($RMSE = 11$ mm, $H(t=0) = -1,98$ m, $H_0 = 0,07$ m, $a = 6,64 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$). Bien que ces deux solutions soient manifestement différentes (les valeurs de K diffèrent de 10 %), la superposition est visuellement bonne dans les deux cas. Notons que les données expérimentales pour ces deux solutions ne se superposent pas en raison des valeurs de H_0 différentes choisies par le solveur. Le choix de la valeur de H_0 affecte les valeurs expérimentales de H_i .

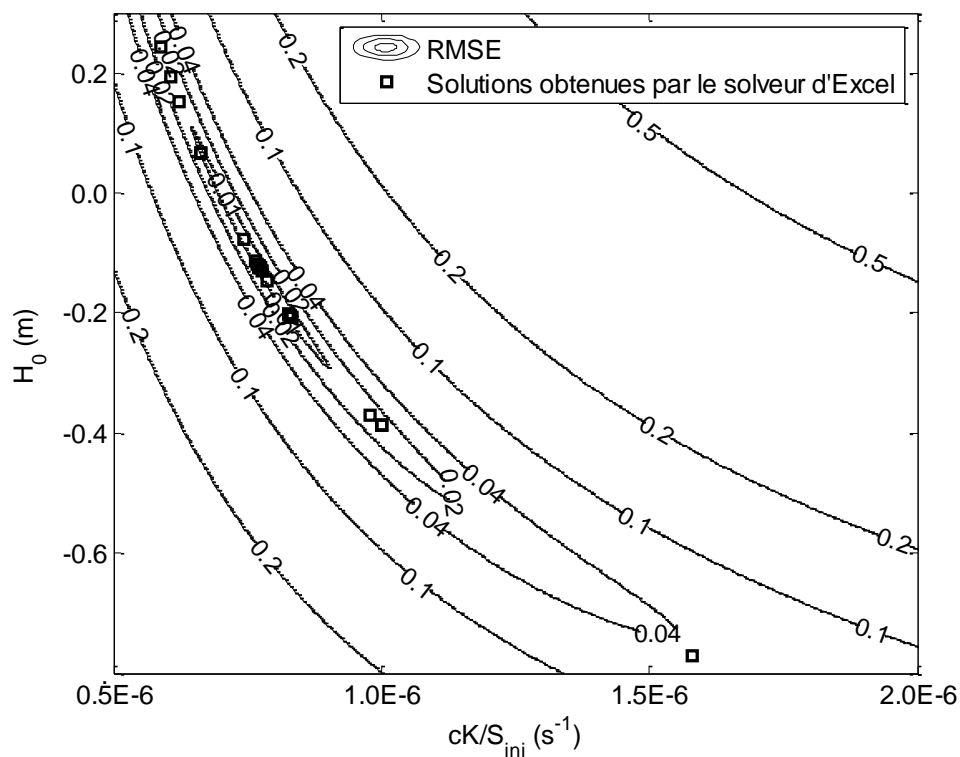


Figure 9-15 : Topologie de la surface $RMSE - H_0 - a$ pour la méthode de Chiasson (2005).

Forage 9AB, $d = 52,5$ mm. Les valeurs de $H_0 - H(t=0) - a$ sont prises sur le plan $H(t=0) = -0,9316H_0 - 1,9225$. Les valeurs de $RMSE$ sont données en m.

On observe un lien entre les paramètres $H(t=0)$, H_0 et a qui sont renvoyés par le solveur pour les différentes solutions initiales. Ces combinaisons de paramètres forment une courbe unique dans l'espace $H(t=0) - H_0 - a$. La figure 9-14 présente la projection de cette courbe dans l'espace $H(t=0) - H_0$. La figure 9-15 présente quant à elle les valeurs de $RMSE$ dans un plan perpendiculaire à celui de la figure 9-14 et parallèle à la droite formée par la relation linéaire entre $H(t=0)$ et H_0 dans la même figure. Les 42 solutions de la figure 9-14 sont représentées à l'aide de marqueurs carrés. On remarque que les solutions sont concentrées à l'intérieur de ce que l'on pourrait décrire comme une vallée. De façon imagée, on peut conclure que le solveur d'Excel nous amène dans la vallée, mais qu'il a du mal à en trouver le point le plus bas.

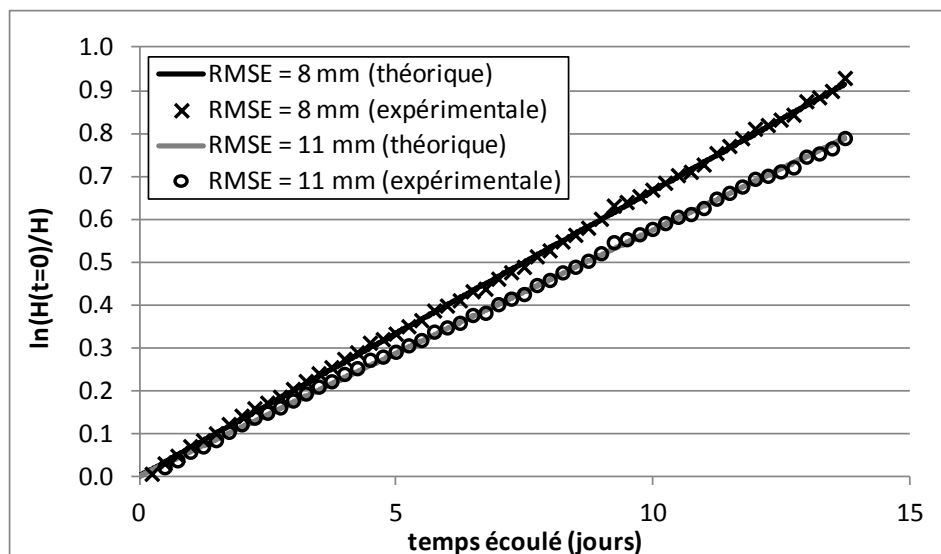


Figure 9-16 : Deux superpositions obtenues pour le même essai avec la méthode de Chiasson (2005). Forage 9AB, essai réalisé en juillet 2010.

Il est intéressant de noter que la vallée décrite au paragraphe précédent est analogue à celle qui est rencontrée pour les valeurs de S_s et de K dans l'interprétation des essais de pompage (Robert P. Chapuis, communication personnelle) et dans l'interprétation des essais de perméabilité avec la méthode de Cooper et al. (1967) (figure 3-17). Dans les deux cas, les valeurs de S_s et K qui sont fournies par un algorithme d'optimisation sont fortement corrélées. La forme allongée des isocontours de $RMSE$ pour la méthode de Cooper et al. (1967) peut, dans certains cas, mener à des problèmes de convergence (McElwee et al., 1995b). Comme pour les valeurs de S_s et de K qui sont calculées lors de l'interprétation des essais de pompage, les valeurs de H_0 , $H(t=0)$ et a pour la méthode de Chiasson (2005) ne sont pas indépendantes.

Lorsque toutes les précautions requises sont prises, l'interprétation des résultats d'essais de perméabilité avec la méthode de Chiasson donne des résultats équivalents à ceux du graphique des vitesses. La figure 9-17 compare les valeurs de K qui ont été obtenues pour ces deux méthodes. Les droites pointillées correspondent à un facteur 1,15 d'écart entre les résultats des deux méthodes. Pour 77 % des essais, l'écart est inférieur à celui qui est donné par ces droites. Contrairement aux résultats rapportés par Chiasson (2005) qui montraient une surestimation systématique de K avec la méthode du graphique des vitesses, les résultats de la figure 9-17 indiquent que la méthode de Chiasson (2005) donne des valeurs de K qui sont en moyenne très

légèrement supérieures à celles du graphique des vitesses. Pour les 65 essais à niveau variable présentés à la figure 9-17, on obtient en moyenne des valeurs de K 6% plus élevées avec la méthode de Chiasson.

Deux facteurs permettent d'expliquer l'écart entre les valeurs de K qui sont obtenues avec les méthodes de Chiasson et du graphique des vitesses. Tout d'abord, quand les vitesses sont entachées d'incertitudes importantes, on sous-estime la pente du graphique des vitesses. La pente du graphique des vitesses est plus faible pour deux raisons. Premièrement, il est plus difficile d'identifier et d'exclure la portion de l'essai affectée par les déformations quand les vitesses sont imprécises. L'inclusion de la courbure initiale dans les données de la régression linéaire produit une pente plus faible. Deuxièmement, les erreurs sur les vitesses tendent à étirer le graphe des vitesses selon l'axe des abscisses.

Selon l'équation 3.3, lorsqu'on sous-estime la pente du graphique des vitesses, on surestime la valeur de K . En ce qui concerne les résultats publiés par Chiasson (2005), l'écart entre les valeurs de K pour sa méthode et pour celle de Chapuis et al. (1981) provient de l'imprécision des vitesses utilisées pour calculer K (voir par exemple la figure 5 de Chiasson, 2005). Pour éviter ce genre d'imprécision, il faut tenter d'obtenir des valeurs précises de H , et il faut utiliser une valeur minimum de ΔH pour le calcul des vitesses, comme on l'a fait avec le script de la figure 7-10.

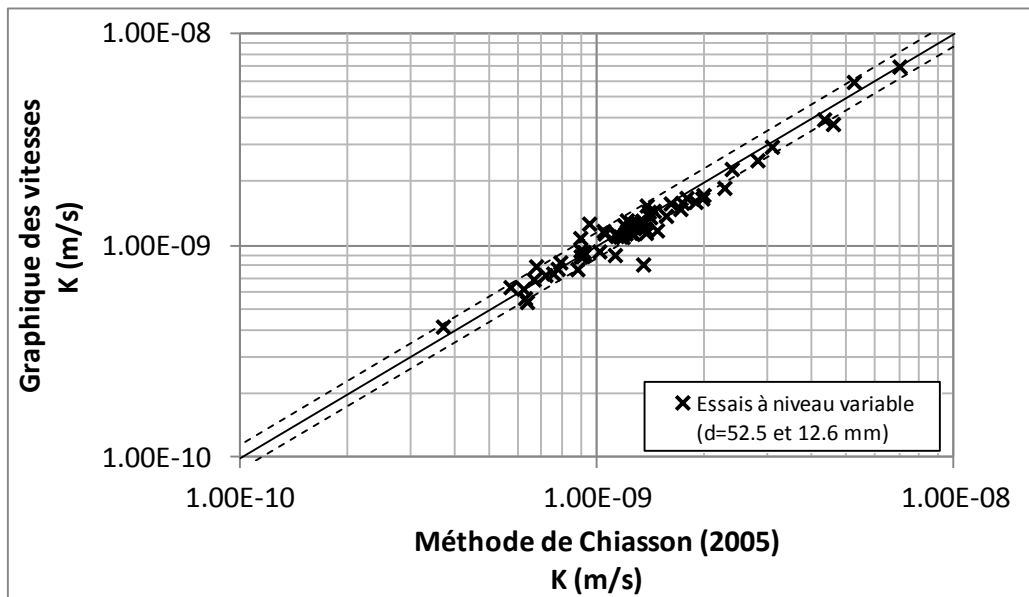


Figure 9-17 : Valeurs de K pour les méthodes de Chiasson (2005) et Chapuis et al. (1981).

Un exemple d'impact de la précision des vitesses sur la pente du graphique des vitesses est présenté à la figure 9-18. Sur cette figure, deux régressions obtenues pour un même essai en changeant la valeur minimum de ΔH de 9 à 4 cm sont présentées (forage FP-07-05AH, octobre 2010, $d = 52,5$ mm). On remarque qu'un ΔH minimum de 4 cm produit une pente plus faible, donc une valeur de K qui est plus élevée.

La deuxième source d'écart entre les méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson (2005) provient du fait que cette dernière utilise les données de l'ensemble de l'essai. Lorsque les vitesses sont précises, on écarte la courbure au début des essais pour calculer la pente du graphique des vitesses, comme on l'a fait sur les figures 9-9 et 9-18. Comme la partie de l'essai qui est rejetée tend à surestimer la vitesse de la variation du niveau d'eau, l'inclusion de cette portion avec la méthode Chiasson mène à une très légère surestimation de K . C'est probablement l'inclusion des données du début de l'essai avec la méthode de Chiasson qui explique le biais entre les deux méthodes d'interprétation de la figure 9-18. On doit toutefois noter que la méthode de Chiasson (2005) est très peu affectée par les déformations et la courbure initiale. L'effet des déformations n'est pas magnifié avec un graphe de $\ln(H(t=0)/H)$ versus t comme c'est le cas avec le graphique des vitesses.

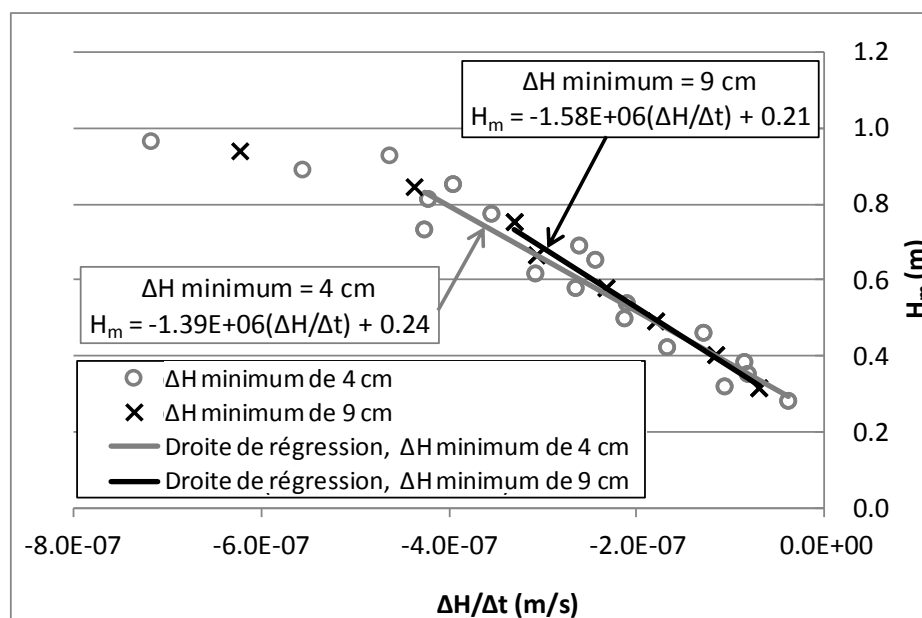


Figure 9-18 : Graphique des vitesses pour différentes valeurs minimum de ΔH .

Essai à niveau descendant pour le puits d'observation 5AH, mois d'octobre 2010.

La figure 9-19 présente les valeurs de H_0 obtenues à l'aide des méthodes de Chiasson (2005) et Chapuis et al. (1981) pour les essais où l'on dispose des niveaux d'eau avant et au début de l'essai. Encore une fois, les méthodes de Chapuis et al. (1981) et Chiasson (2005) donnent des résultats semblables. Sur la figure 9-19, les droites pointillées représentent un écart de 10 cm entre les valeurs de H_0 . Pour 84 % des essais, cet écart est inférieur à 10 cm.

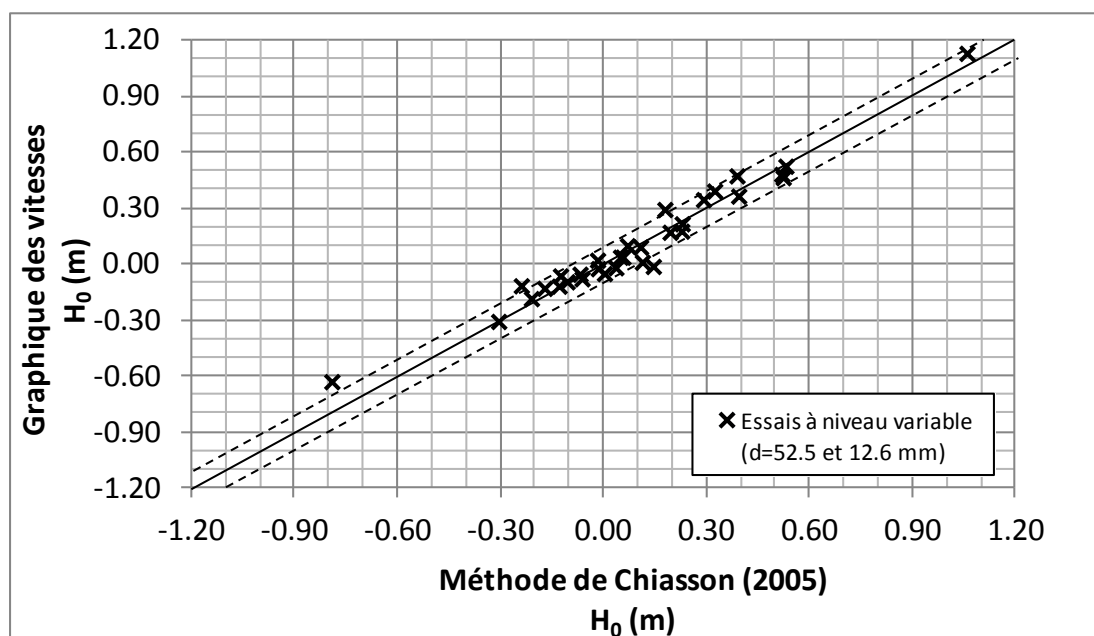


Figure 9-19 : Valeurs de H_0 pour les méthodes de Chiasson (2005) et Chapuis et al. (1981).

Pour conclure cette section, on doit souligner que lorsqu'elle est bien utilisée, la méthode de Chiasson donne des résultats qui sont moins affectés par l'imprécision des mesures de niveau d'eau que la méthode de Chapuis et al. (1981). Pour donner des résultats équivalents à ceux de la méthode de Chiasson, comme c'est le cas dans cette thèse, la méthode de Chapuis et al. (1981) nécessite des vitesses précises. L'avantage de la méthode du graphique des vitesses réside dans le fait qu'elle permet de diagnostiquer un grand nombre de pathologies des essais de perméabilité in situ. Celles-ci vont du claquage hydraulique, à l'influence des variations saisonnières de H , en passant par l'analyse de l'impact des déformations du milieu poreux.

Dans les sections suivantes du chapitre 9, les valeurs de K de la méthode de Chiasson (2005) seront utilisées pour évaluer les distributions statistiques de K avec les différents essais de

perméabilité, pour comparer les essais in situ et de laboratoire et pour contribuer aux méthodes de prédiction de K pour les argiles Champlain.

9.3 Distribution des valeurs de conductivité hydraulique

L'analyse de la distribution des valeurs expérimentales de K pour le dépôt d'argile de Lachenaie montre que deux facteurs principaux contrôlent les distributions statistiques de K . Tout d'abord, on observe un lien entre la provenance des spécimens ou la position des massifs filtrants, et la distribution statistique des valeurs K . Des distributions différentes sont observées pour les deux couches d'argile silteuse qui ont été décrites au chapitre 8 (couche plus silteuse du bas, couche plus plastique du haut). Deuxièmement, les trois principaux types d'essai réputés fiables qui ont été utilisés dans le cadre de cette thèse (essais en cellule triaxiale, essais in situ à niveau variable, essais en cellule œdométrique à niveau variable), produisent des distributions statistiques de K qui diffèrent.

La figure 9-20 montre les valeurs de K qui ont été obtenues pour les sites 1, 2, 3 et 4 en fonction de l'élévation. Ces sites ont été choisis, car ils présentent un terrain relativement plat et parce que la transition entre les deux couches d'argile a lieu autour de $z = 5$ m. En raison de l'absence de relief, on peut supposer que la zone active a une faible épaisseur sur ces sites. Pour ces quatre sites, 95 % des valeurs de K se situent entre 5×10^{-10} et 5×10^{-9} m/s, et 71 % des valeurs de K se retrouvent dans l'intervalle allant de 6×10^{-10} à 2×10^{-9} m/s. Ces résultats sont en accord avec les gammes de valeurs de K qui ont été obtenues pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain (tableau 6-1).

Des profils similaires des valeurs de K ont été obtenus pour les autres sites. Pour les 106 mesures de K à e_0 au laboratoire, 83 % des valeurs sont entre 5×10^{-10} et 5×10^{-9} m/s. Pour tous les puits, la moyenne géométrique de K se situe entre 5×10^{-10} et 5×10^{-9} m/s (figure 9-21).

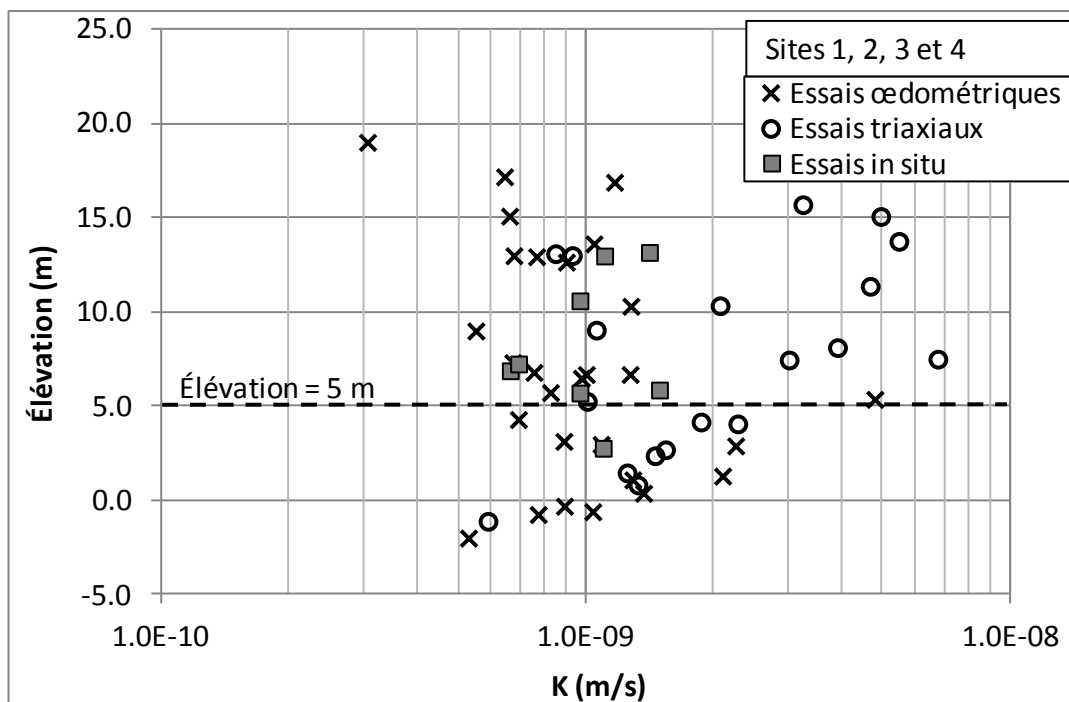


Figure 9-20 : Valeurs de K en fonction de l'élévation pour les sites 1, 2, 3 et 4.

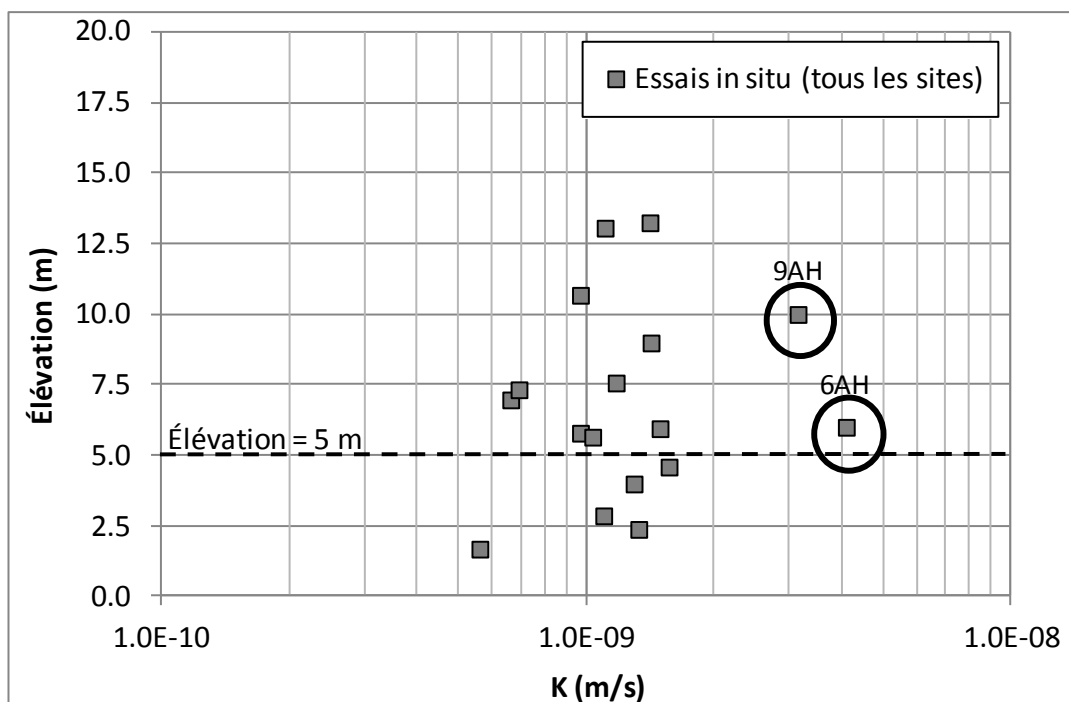


Figure 9-21 : Moyennes géométriques de K pour les 17 puits d'observation installés dans l'argile (essais à niveau variable).

Lorsque l'on considère les trois types d'essais de la figure 9-20, on remarque que les valeurs de K sont plus variables dans la couche d'argile du haut ($z > 5$ m). Pris seuls, les résultats des deux essais de laboratoire montrent des tendances différentes. Pour les essais de perméabilité en cellule triaxiale, les valeurs de K sont plus variables dans la couche du haut, tandis que pour les essais en cellule œdométrique, on observe le contraire : les valeurs de K sont plus variables dans la couche du bas. Avec les essais in situ, si on inclut les valeurs de K des deux puits qui semblent intercepter la zone active selon les isotopes du carbone et les valeurs de K (les puits 6AH et 9AH), on constate que les valeurs de K varient davantage dans la couche du haut (figure 9-21).

Pour les trois types d'essais, les valeurs de K sont approximativement distribuées selon une série de lois log-normales. Les figures 9-22 à 9-24 présentent les distributions des fréquences cumulatives de K en fonction de $\log(K)$ pour les essais in situ à niveau variable, les essais en cellule œdométrique et les essais en cellule triaxiale. Sur les figures 9-22 à 9-24, les valeurs des paramètres K_{moy} et σ_K sont données en terme de logarithme décimal. Ces paramètres ont été obtenus en minimisant le carré des écarts entre les fréquences cumulatives observées et les fréquences cumulatives théoriques obtenues à l'aide de l'équation 6.10. On obtient des paramètres légèrement différents si on se base sur la moyenne et l'écart-type des valeurs de $\log(K)$, ou si on utilise une régression linéaire sur un graphique de probabilité, comme on l'a fait à la figure 6-19. Les tendances générales demeurent toutefois les mêmes.

La figure 9-22 montre les distributions statistiques des valeurs de K pour les essais in situ à niveau variable. L'ensemble des résultats de l'annexe 10 ont été utilisés (65 mesures de K , $d = 52,5$ et $12,6$ mm). Pour assigner les massifs filtrants aux deux couches d'argile, le classement du tableau 8-2 a été employé. Comme les puits 1AB et 6AH sont situés à la frontière entre les deux couches d'argile, leurs valeurs de K sont incluses dans la distribution globale de K , mais pas dans les distributions des deux couches.

Les distributions statistiques des valeurs de K pour les essais in situ semble indiquer que le paramètre K_{moy} est indépendant de la position du massif filtrant si on exclut les résultats du puits 6AH. On obtient approximativement les mêmes valeurs de K_{moy} pour les couches d'argile du haut et du bas (respectivement $1,15 \times 10^{-9}$ versus $1,22 \times 10^{-9}$ m/s). Si on inclut le puits 6AH dans la couche du haut, la valeur de K_{moy} pour cette couche passe à $1,37 \times 10^{-9}$ m/s. Pour l'ensemble des essais, la moyenne géométrique de K est $1,33 \times 10^{-9}$ m/s, et la valeur de K_{moy} qui procure le

meilleur ajustement des fréquences théoriques et expérimentales est $1,23 \times 10^{-9}$ m/s. Comme on l'a constaté à la figure 9-21, la variabilité des valeurs de K est deux fois plus importante dans la couche du haut ($\sigma = 0,21$ versus $\sigma = 0,11$ cycle logarithmique pour la couche du bas). En raison de certaines valeurs de K très élevées pour les puits 6AH et 9AH, la distribution globale de K et celle de la couche du haut sont étirées vers les valeurs élevées de K . À la figure 9-22, on note que la distribution réelle de K s'écarte de la distribution théorique pour $K > 2 \times 10^{-9}$ m/s.

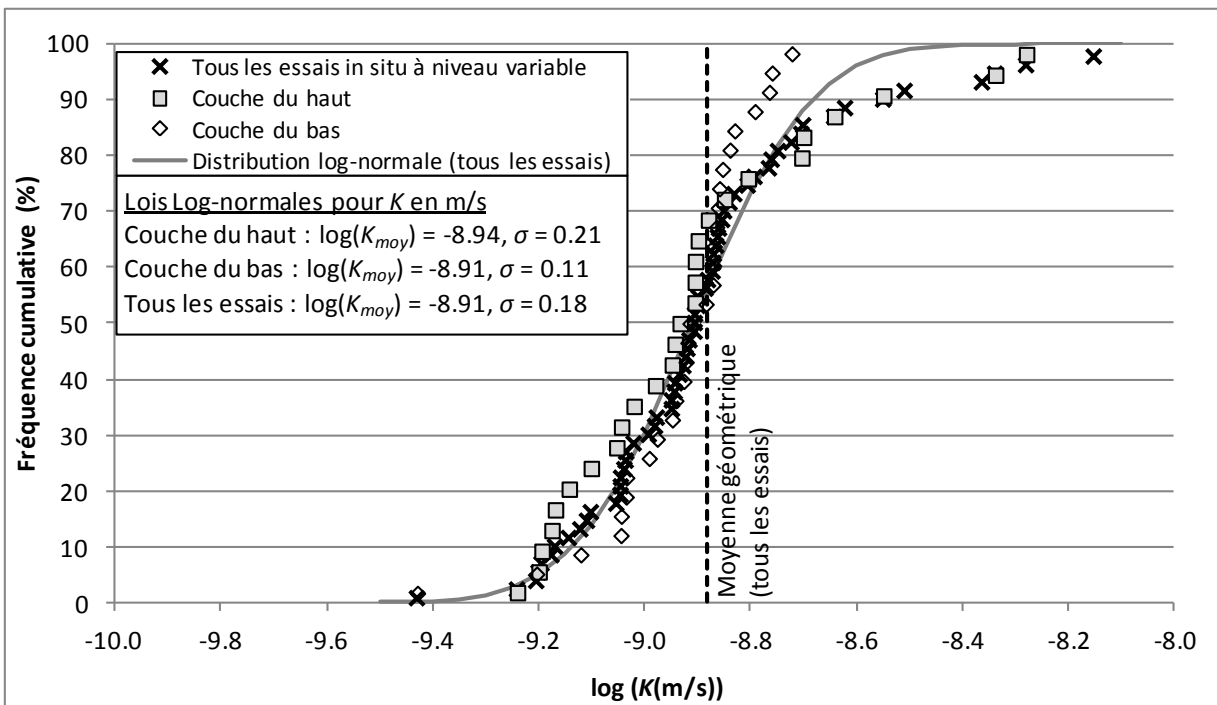


Figure 9-22 : Distributions de K pour les essais in situ à niveau variable.

La figure 9-23 montre la distribution des valeurs de K à e_0 pour les essais œdométriques. Pour chaque spécimen, la valeur de K à e_0 a été choisie en utilisant l'essai de perméabilité où la contrainte verticale (σ'_z) se rapprochait le plus de la contrainte verticale in situ (σ'_{z0}). Comme le montre la figure 9-20, la variabilité de K est plus grande dans la couche du bas ($\sigma_K = 0,24$ versus $0,16$ cycle logarithmique dans la couche du haut). Il est significatif que la même tendance soit observée avec le volet mécanique des essais œdométriques, et avec les essais au scissomètre de chantier. Les valeurs de c_u et σ'_p sont plus variables dans la couche du bas (figure 8-14). Le paramètre K_{moy} prend respectivement des valeurs de $7,55 \times 10^{-9}$ et $8,60 \times 10^{-9}$ m/s pour les couches

du haut et du bas. Avec l'essai œdométrique, on obtient donc des valeurs de K qui sont plus faibles que celles des essais in situ à niveau variable. Rappelons que la même tendance a été observée par Benabdallah & Chapuis (2007) pour l'argile de Lachenaie. Aussi, les valeurs de K sont en moyenne légèrement plus faibles dans la couche du haut avec l'essai œdométrique.

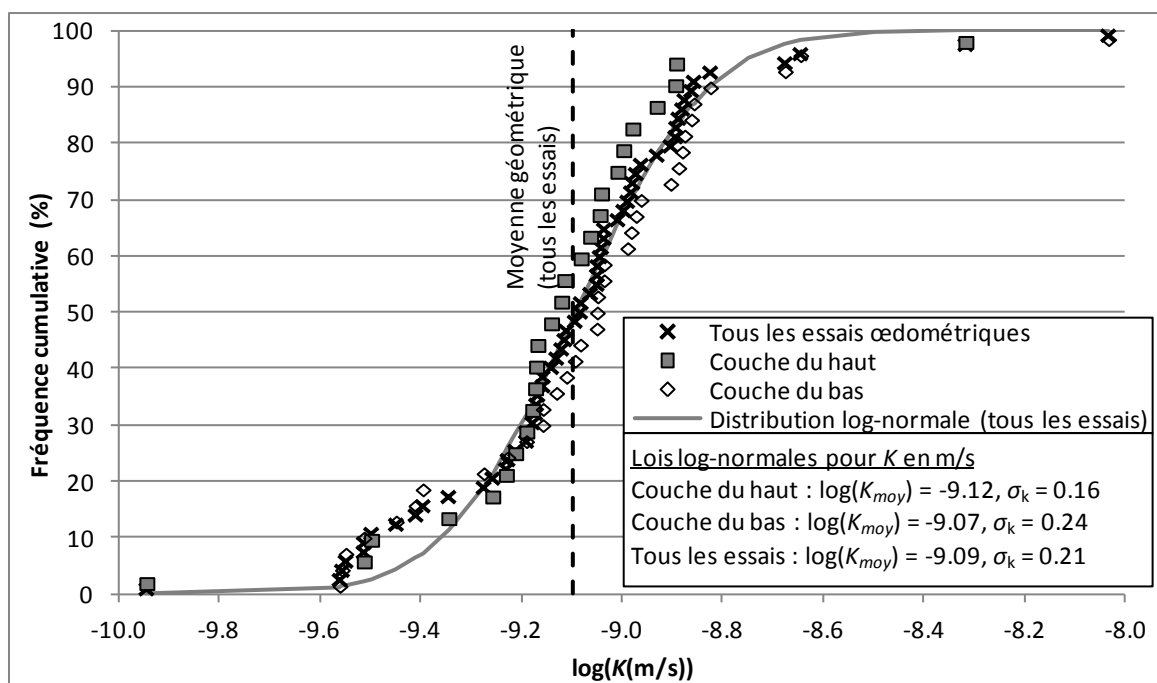


Figure 9-23 : Distributions des valeurs de K pour les essais œdométriques.

La figure 9-24 présente les distributions des valeurs de K obtenues avec les essais de perméabilité en cellule triaxiale pour les deux couches d'argile. On note tout d'abord que la valeur de σ_K pour l'ensemble des essais triaxiaux (0,36 cycle logarithmique) est plus grande que celle des essais in situ à niveau variable (0,18) et que celle des essais œdométriques (0,21). La valeur de σ_K est plus élevée pour la couche du haut : 0,48 versus 0,22 cycle logarithmique pour la couche du bas. En plus de présenter une plus grande variabilité, la distribution expérimentale des valeurs de K pour la couche du haut s'éloigne clairement d'une distribution log-normale. Elle est plutôt bimodale : les valeurs de K sont concentrées dans des intervalles allant de $8,0 \times 10^{-10}$ à $1,3 \times 10^{-9}$ m/s, et de $3,0 \times 10^{-9}$ à $5,0 \times 10^{-9}$ m/s. Pour les couches du haut et du bas, K_{moy} prend respectivement des valeurs de $2,05 \times 10^{-9}$ et $1,36 \times 10^{-9}$ m/s. Les résultats pour la couche du bas sont donc semblables à

ceux des essais in situ. Pour la couche du haut, les essais triaxiaux fournissent des mesures de K qui sont plus élevées que celles des essais in situ et des essais œdométriques.

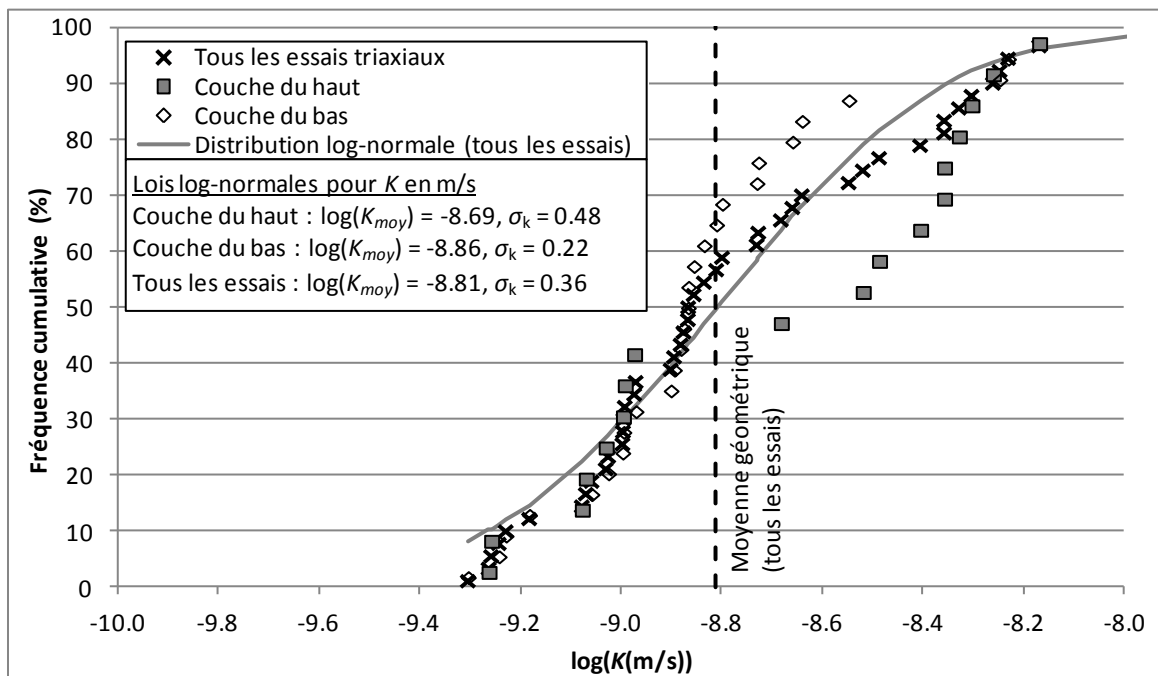


Figure 9-24 : Distributions des valeurs de K pour les essais triaxiaux, couche du bas versus couche du haut.

On obtient des distributions statistiques qui s'approchent davantage des courbes théoriques log-normales si on classifie les spécimens des essais triaxiaux en fonction de leur position par rapport à la zone active telle que définie par la variabilité des valeurs de K , et la chimie isotopique du carbone (section 8.2). Ces distributions sont montrées à la figure 9-25. Pour la plupart des sites, une profondeur de 7 m a été utilisée pour définir la profondeur de la zone active. Pour les sites 5 et 6, des profondeurs de 13 et 11 m ont été utilisées pour délimiter la zone active.

Les valeurs de K qui ont été présentées aux figures 9-22 à 9-24 ont toutes été corrigées pour un perméant de référence à 20°C. De ces corrections, on peut déduire que les essais de laboratoire (perméant à 23°C) et les essais in situ (perméant à 10°C) devraient produire des valeurs brutes de K séparées par un facteur de correction de 1,40 (figure 2-1). La différence entre les valeurs de K pour les essais in situ et les essais de laboratoire – par exemple, la différence entre les essais

œdométriques et les essais in situ à niveau variable qui a été décrite au paragraphe précédent – est donc du même ordre que la correction qui est due à la température du perméant. Si on veut comparer précisément les distributions statistiques de K pour les essais in situ et les essais de laboratoire, cette correction n'est pas négligeable.

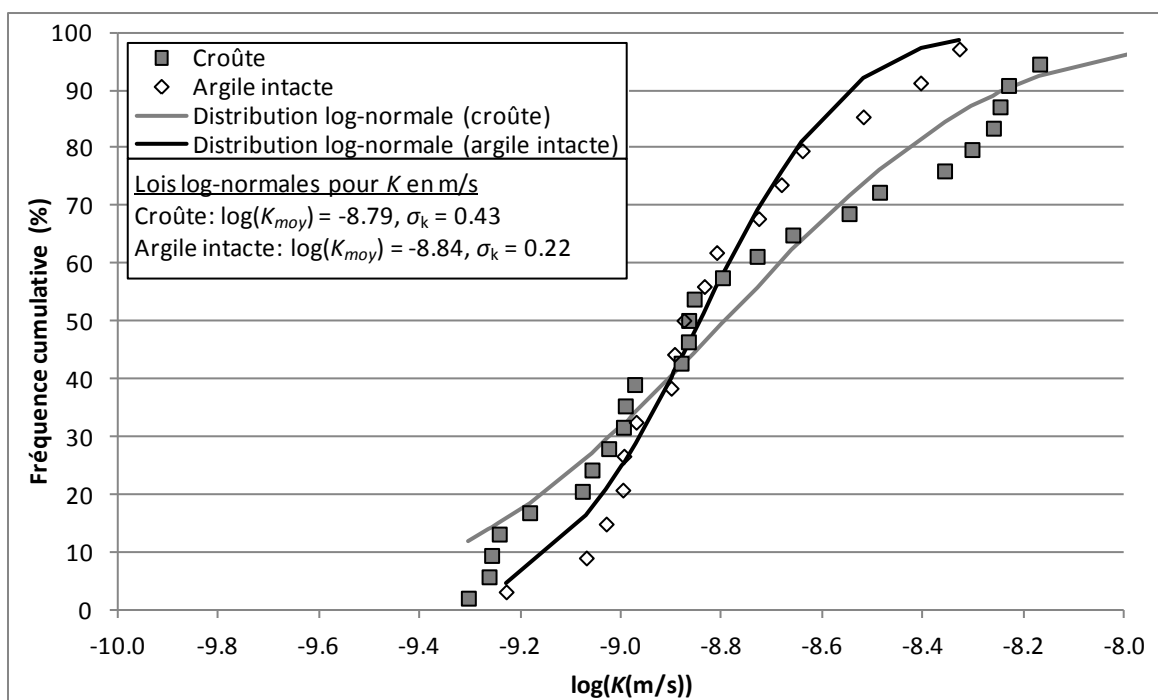


Figure 9-25 : Distributions des valeurs de K pour les essais triaxiaux, zone active versus argile intacte.

L'écart entre les distributions statistiques de K pour les trois types d'essais et les deux couches d'argile tire une explication des différents types d'hétérogénéité et de fissures qui sont rencontrés dans l'argile de Lachenaie (figure 9-26). Dans la couche du bas, l'argile est plutôt homogène à grande échelle. Elle montre certaines variations, mais à l'échelle du centimètre. Par exemple, on observe certaines couches plus silteuses, ou plus riches en monosulfures de fer ou en matière organique (figure 9-26b). Dans la couche du haut, les hétérogénéités ont une plus grande échelle. Les fissures et les horizons de sable peuvent être présents à l'échelle du décimètre et probablement à l'échelle du mètre.

Les trois types d'essais de perméabilité dont les résultats ont été rapportés dans ce chapitre n'échantillonnent pas les hétérogénéités de l'argile de la même manière.

L'essai œdométrique permet d'étudier la variabilité des propriétés de la matrice, mais il ne permet pas d'observer les fissures de la zone active, et ce, pour trois raisons principales. Premièrement, si les fissures sont espacées, il est peu probable qu'un spécimen de 2 cm d'épaisseur et de 6,3 cm de diamètre rencontre une fissure. Deuxièmement, si une fissure est rencontrée, il est pratiquement impossible d'installer le spécimen dans l'anneau de l'œdomètre : l'argile se fracture et le spécimen est rejeté. Dans le cadre de ce projet, environ un spécimen sur quatre a été rejeté lors de la préparation des essais œdométriques. Troisièmement, la pression de confinement σ'_z qui est utilisée lors des essais en cellule œdométrique (34 à 204 kPa) est supérieure à celle qui est utilisée pour les essais de perméabilité en cellule triaxiale (20 kPa). L'ouverture des fissures et leur répercussion sur les mesures de perméabilité varient avec la contrainte de confinement.

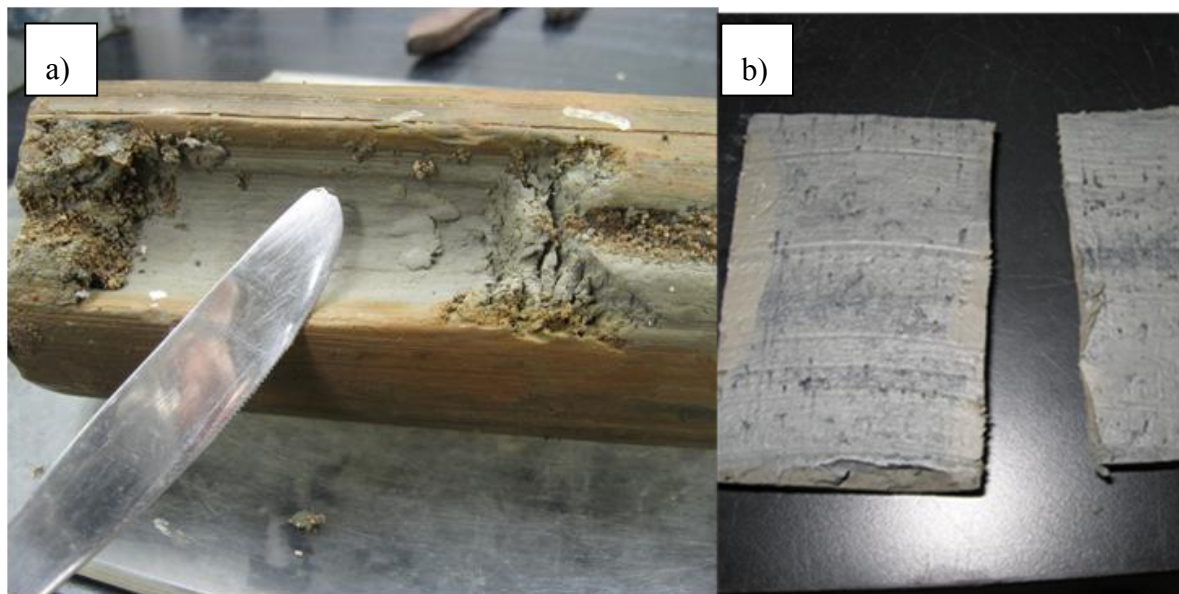


Figure 9-26 : Exemples d'hétérogénéités observées dans l'argile de Lachenaie.

a) Zone verticale de sable dans une carotte d'argile oxydée - forage 03R, profondeur de 1,7 m; b) Alternance de couches foncées et pâles - forage 05R, profondeur de 11,2 m.

Les résultats plus variables pour les essais œdométriques de la couche du bas (figures 8-14 et 9-27) indiquent que la matrice de cette couche est plus hétérogène à petite échelle que celle de la couche du haut. Les valeurs de K plus élevées pour la couche du bas indiquent que la matrice est plus perméable dans cette couche.

Contrairement à l'essai œdométrique, l'essai triaxial permet d'étudier la perméabilité de la zone active. Même si le volume des spécimens (en moyenne, 8 cm de longueur par 7 cm de diamètre) n'est pas beaucoup plus important que celui des essais œdométriques, il est plus probable d'intercepter une fissure avec cet essai. De plus, il est plus facile d'installer le spécimen correctement dans la cellule triaxiale, même si celui-ci est fragilisé par des micro-fissures. Les spécimens plus fragiles sont moins susceptibles de se briser lors de l'installation. Dans la couche du bas, l'essai de perméabilité en cellule triaxial produit des résultats équivalents à ceux des essais in situ, bien que plus variables. Dans la couche du haut, l'essai triaxial produit une distribution bimodale de K et une valeur élevée de σ_K . Un certain nombre de spécimens présentent des hétérogénéités (lentille de sable, micro-fissures) qui augmentent la perméabilité, d'autres pas.

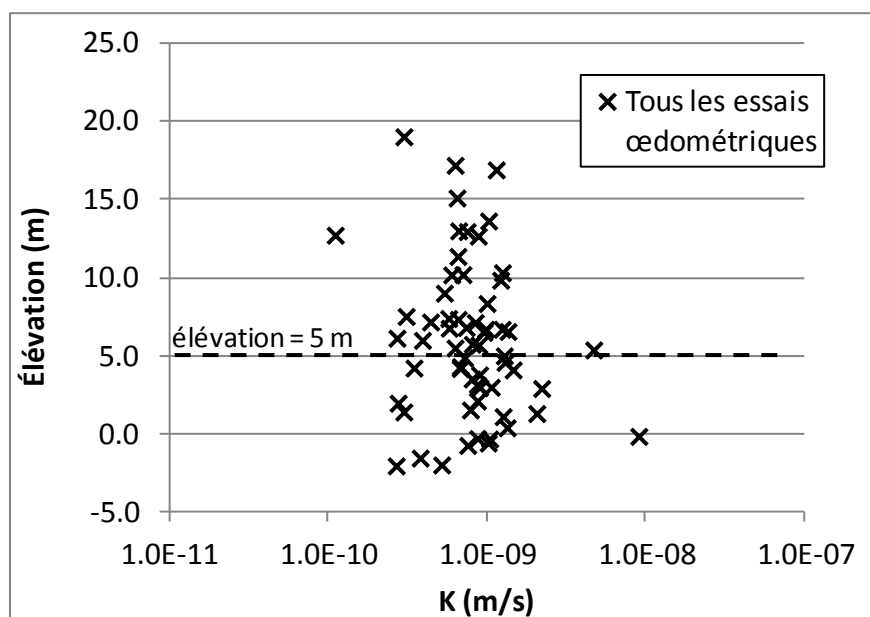


Figure 9-27 : Valeurs de K en fonction de l'élévation pour les essais œdométriques.

L'effet de la zone active sur les valeurs de K pour l'essai triaxial est visible à la figure 9-28. Cette figure présente les valeurs de K pour les spécimens des 9 sites. La perméabilité est beaucoup plus variable pour les profondeurs inférieures à 10 m. Dans la couche du haut, la faible perméabilité de la matrice, celle qui est mesurée avec l'essai œdométrique, ne contrôle pas les valeurs de K . Ce sont les hétérogénéités et les micro-fissures de la zone active qui dictent la perméabilité.

Si les puits d'observation sont bien installés, les essais de perméabilité in situ à niveau variable permettent de caractériser la zone active et d'intercepter les fissures, comme c'est le cas pour les puits d'observations 6AH et 9AH. Il peut cependant être difficile d'interpréter la distribution statistique des valeurs de K pour les essais in situ. Comme les massifs filtrants des puits d'observation sont installés aux tiers inférieurs et supérieurs de la couche d'argile, la distribution spatiale des mesures de K n'est pas entièrement aléatoire. Par exemple, seulement 5 des 17 massifs filtrants sont situés à une profondeur inférieure à 6 m. Avec l'essai de perméabilité en cellule triaxiale, 12 essais ont pu être réalisés avec des spécimens prélevés à moins de 6 m de profondeur. On pourrait suggérer la réalisation d'un plus grand nombre d'essais in situ afin d'obtenir une distribution spatiale des massifs filtrants plus représentative. Toutefois, en raison des coûts élevés qui sont associés à l'installation des puits d'observation, réaliser un grand nombre d'essais de perméabilité in situ peut rapidement devenir très coûteux.

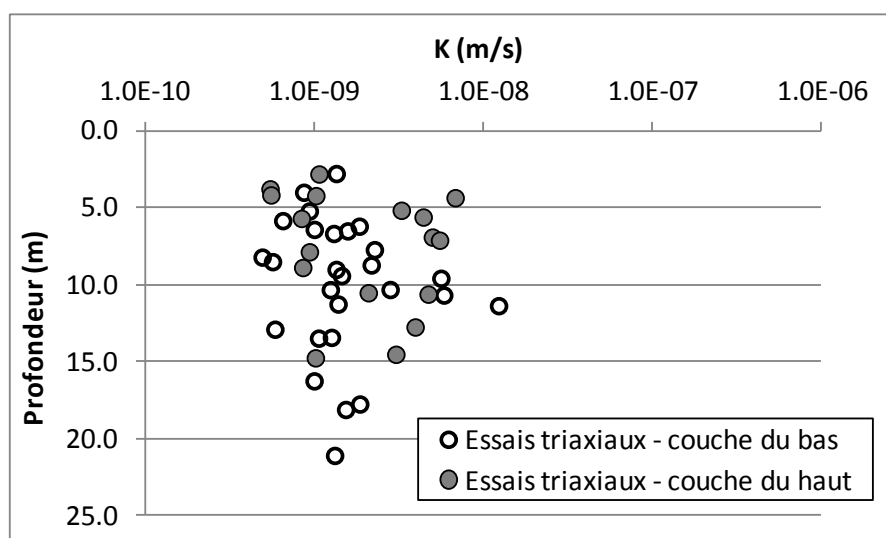


Figure 9-28 : Valeurs de K en fonction de la profondeur pour les essais à de perméabilité en cellule triaxiale.

En théorie, l'influence de la zone active et des fissures devrait s'étendre à la couche du bas sur certains sites (voir par exemple le site 8). On devrait être en mesure de discerner quatre distributions statistiques des valeurs de K selon la couche d'argile (silteuse ou plastique) et l'influence de la zone active (présences de fissures ou argile intacte). Toutefois, la couche du bas semble être moins affectée par la présence de fissures, alors que la plupart des essais réalisés dans la couche du haut montrent la signature de la zone active.

9.4 Anisotropie et comparaison des valeurs de conductivité hydraulique pour les essais de laboratoire et les essais in situ

Trois facteurs principaux peuvent produire des écarts entre les valeurs de K obtenues au laboratoire et sur le terrain. Tout d'abord, la méthodologie employée pour la réalisation des essais peut produire des valeurs de K qui sont biaisées. Par exemple, on a vu précédemment que les essais en piézomètres poussés tendent à sous-estimer K en raison du remaniement causé par le fonçage des piézomètres. Aussi, la méthodologie utilisée pour installer les spécimens d'argile dans l'anneau des œdomètres tend à favoriser la sélection de spécimens homogènes et peu fragiles.

Les effets d'échelle sont une autre source d'écart entre les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire. Comme on l'a vu à la section précédente, dans la couche d'argile du haut, ce sont les hétérogénéités qui contrôlent K . La présence d'horizons sableux ou de fissures n'est pas toujours observée à petite échelle. Par conséquent, les essais de laboratoire produisent souvent des valeurs de K qui sont plus faibles et plus variables que celles des essais in situ.

L'anisotropie de perméabilité est une troisième source d'écarts entre les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ. L'anisotropie peut mener à des valeurs de K plus élevées pour les essais qui mobilisent des écoulements horizontaux (les essais en puits d'observation), par rapport aux essais qui induisent un écoulement vertical (la plupart des essais de laboratoire).

La figure 9-29 présente la relation entre les moyennes géométriques de K pour les essais à niveau variable dans les puits d'observation ($d = 52,5$ et $12,6$ mm) et les résultats des essais de laboratoire réalisés avec l'argile prélevée lors de l'installation des massifs filtrants. Pour 75 % des points de la figure 9-29, la différence entre les valeurs de K mesurées sur le terrain et au

laboratoire est inférieure au facteur 2 donné par les lignes pointillées. Comme on l'a noté à la section précédente, certains essais triaxiaux (marqueurs triangulaires) donnent des valeurs de K relativement élevées, alors que certains essais oedométriques (marqueurs circulaires) sous-estiment la valeur in situ de K en mesurant la perméabilité de la matrice.

La figure 9-29 ne montre pas de corrélation claire entre les valeurs de K obtenues sur le terrain et au laboratoire. La variabilité locale de K , celle qui explique l'écart entre les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire, est donc du même ordre que la variabilité de K entre les différents puits d'observation, la variabilité qui permettrait d'expliquer une corrélation entre les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ.

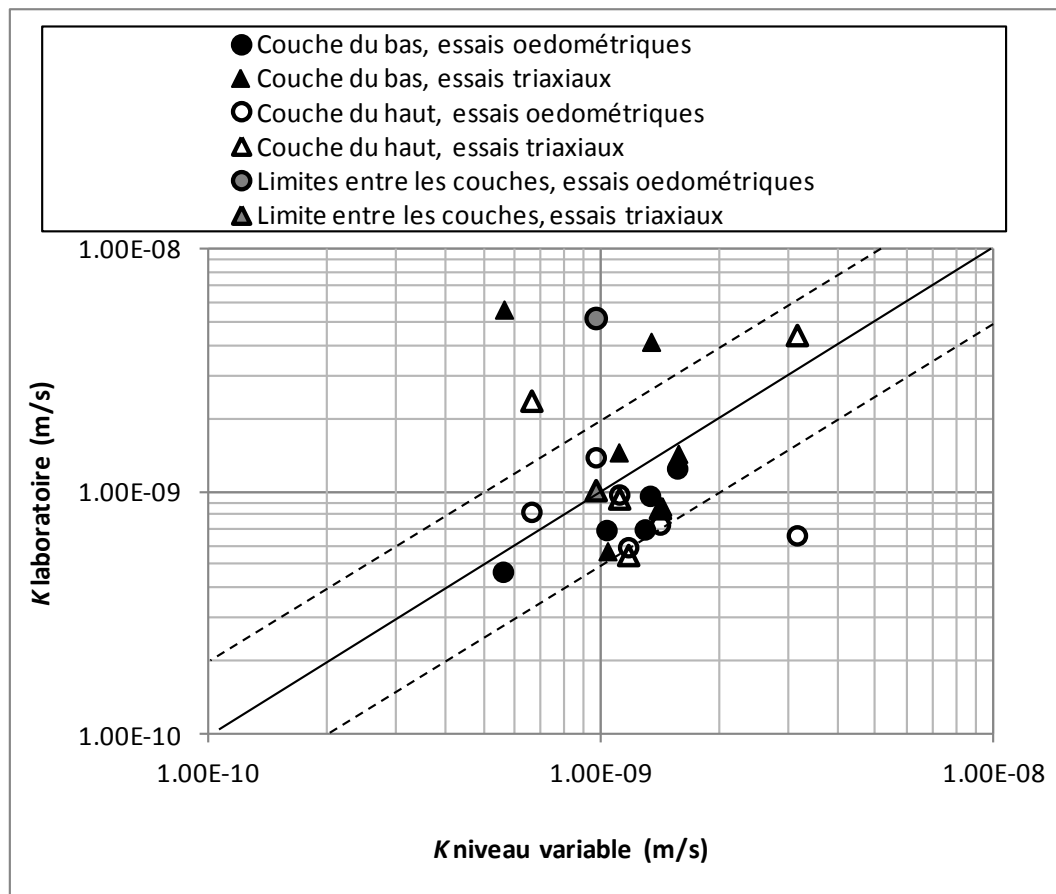


Figure 9-29 : Corrélation entre les valeurs de K obtenues au laboratoire et sur le terrain.

La figure 9-30 présente les rapports r_K qui ont été obtenus grâce aux essais de perméabilité à niveau variable en cellule œdométrique. Aux résultats de cette thèse, on a superposé les résultats de Benabdallah (2006) pour le dépôt d'argile de Lachenaie (couche du haut), et la relation obtenue par Al-Tabbaa & Wood (1987) pour de la kaolinite consolidée au laboratoire. Notons que les résultats de Benabdallah (2006) ont été obtenus avec une méthodologie semblable à celle qui a été présentée à la section 7.2.2. Les valeurs de r_K pour le dépôt de Lachenaie ont été calculées en interpolant à e_0 les relations linéaires entre $\log(K)$ et e pour les essais verticaux et horizontaux.

On remarque que le rapport d'anisotropie varie considérablement d'un essai à l'autre. Pour les essais présentés à la figure 9-30, r_K varie entre 0,62 et 2,33. L'étendue de la gamme de valeurs de r_K est principalement due au fait que les spécimens utilisés pour les essais horizontaux et verticaux sont distants de quelques centimètres. L'effet de l'anisotropie est donc masqué par l'impact de l'hétérogénéité de l'argile, et par la variabilité naturelle de K . En moyenne, on obtient $r_K = 1,2$, soit une différence de 0,08 cycle logarithmique entre les mesures verticales et horizontales de K . Comme les valeurs de r_K sont peu précises, il est impossible d'observer une relation entre r_K et I_L .

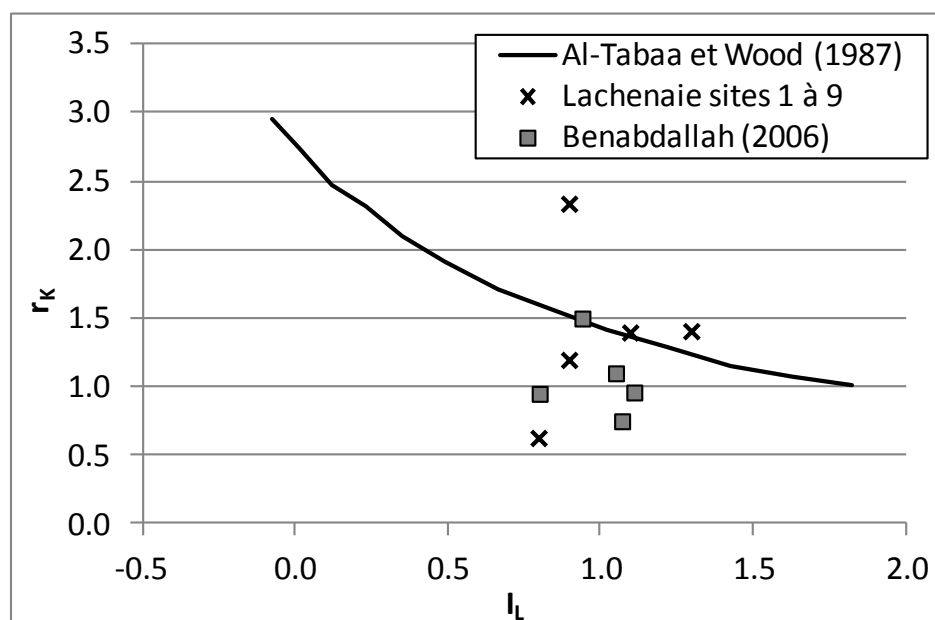


Figure 9-30 : Rapport d'anisotropie sur K pour le dépôt d'argile de Lachenaie.

En théorie, on devrait être en mesure d'observer l'influence de l'anisotropie avec la relation entre K et le rapport L/D pour des essais in situ en puits d'observation. Une anisotropie de la perméabilité devrait produire des valeurs apparentes de K qui augmentent avec le rapport L/D . La figure 9-31 présente les valeurs de K obtenues sur le terrain à partir d'essais à niveau variable en fonction du rapport L/D . On remarque que la perméabilité apparente n'augmente pas avec le rapport L/D . On n'observe pas l'effet de l'anisotropie. Toutefois, on peut démontrer que les rapports L/D des puits d'observation de Lachenaie (entre 8 et 15 si on base les valeurs de L/D sur le diamètre pondéré) sont trop élevés pour détecter l'impact d'un rapport $r_K < 10$. La figure 9-31 présente la relation théorique entre la valeur apparente de K et le rapport L/D pour $K_h = 1,5 \times 10^{-9}$ m/s et $r_K = 10$. Ces valeurs apparentes de K proviennent de l'équation suivante :

$$K = \frac{c_{rk}}{c} K_h \quad (9.2)$$

où c et c_{rk} sont respectivement calculés à partir des équations 3.8 et 3.9.

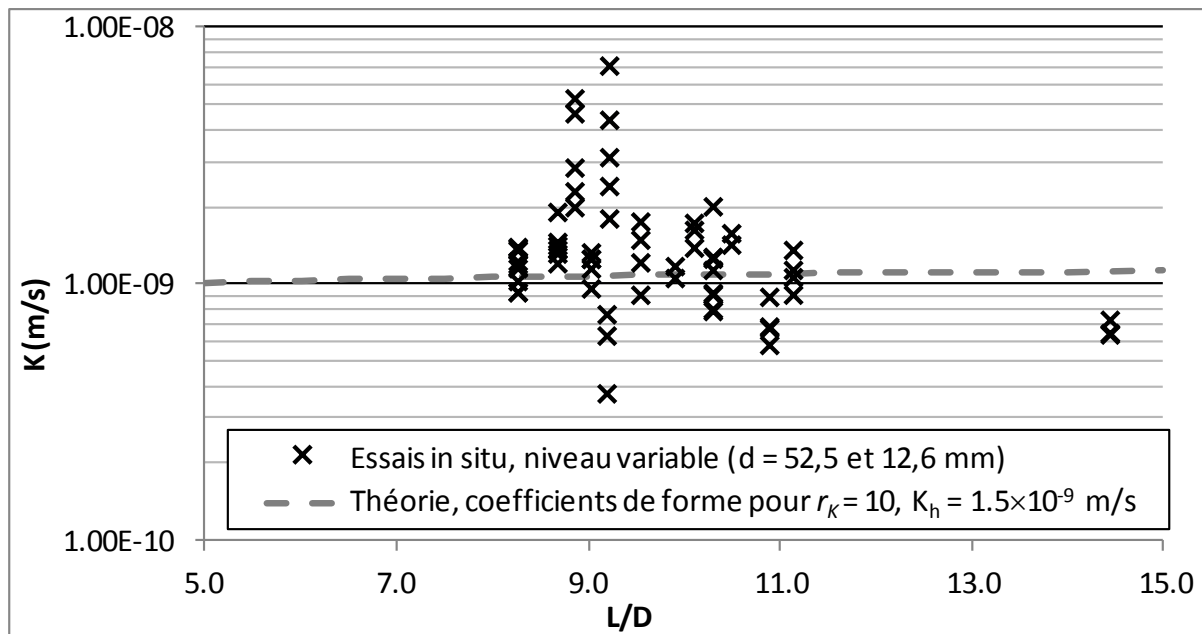


Figure 9-31 : Relation entre K et le rapport L/D pour les essais in situ à niveau variable.

Même pour $r_k = 10$, l'influence de l'anisotropie sur la valeur apparente de K est très faible. Comme l'a rapporté Chiasson (2005), il est très difficile d'estimer l'anisotropie de perméabilité d'un sol à partir d'une série d'essais de perméabilité in situ réalisés avec différentes géométries de massif filtrant.

On peut conclure que l'argile de Lachenaie présente possiblement une très faible anisotropie en accord avec les valeurs de r_K rencontrées dans la littérature pour les argiles Champlain (de l'ordre de $r_K = 1,2$). Il est peu probable que l'orientation différente des écoulements pour les essais de laboratoire (écoulement vertical), et les essais in situ (écoulement horizontal) ait influencé les résultats des essais. D'ailleurs, on remarque que l'essai triaxial donne des valeurs de K qui sont légèrement supérieures aux valeurs in situ, malgré le fait que cet essai mesure la composante verticale de K .

9.5 Prédiction de la conductivité hydraulique de la matrice des argiles Champlain

La grande quantité de valeurs de K obtenues pour le dépôt de Lachenaie permet de valider et d'améliorer les modèles de prédiction qui ont été proposés pour la matrice des argiles Champlain dans la littérature. Dans cette section, on évalue tout d'abord l'applicabilité de la relation linéaire entre $\log(K)$ et e rapportée par Taylor (1948) et Tavenas et al. (1983b). On compare ensuite les valeurs expérimentales de K à celles qui sont obtenues à l'aide de la méthode de Kozeny-Carman (Chapuis & Aubertin, 2003).

La figure 9-32 présente dans l'espace $e - \log(K)$ l'ensemble des mesures obtenues à l'aide d'essais à niveau variable en cellule œdométrique pour le dépôt de Lachenaie. Des marqueurs distincts ont été utilisés pour cinq spécimens pour lesquels on dispose de valeurs de CF (fraction de la granulométrie inférieure à $2 \mu\text{m}$) et de w_L obtenues à moins de 10 cm des essais œdométriques. Les résultats pour ces spécimens permettent de montrer la relation linéaire qui est observée pour l'ensemble des essais entre $\log(K)$ et e .

Les relations entre e et $\log(K)$ respectent partiellement le classement imposé par les courbes types de Tavenas et al. (1983b). Les résultats de la figure 9-32 sont superposés sur ces courbes. Conformément à celles-ci, les relations entre e et $\log(K)$ pour les spécimens présentant une

somme ($CF + I_p$) élevée sont déplacées vers les valeurs plus élevées de e , vers le haut de la figure. Toutefois, bien que la couche d'argile silteuse du haut présente presque toujours des valeurs de ($CF + I_p$) supérieures à 1,00 ($w_L > 60\%$ et $CF > 65\%$), presque tous les résultats pour Lachenaie sont situés en dessous de cette courbe. On peut donc déduire que les résultats sont effectivement classés selon le paramètre suggéré par Tavenas et al. (1983b), mais pas vraiment selon leurs courbes types, surtout pour les valeurs élevées de ($CF + I_p$).

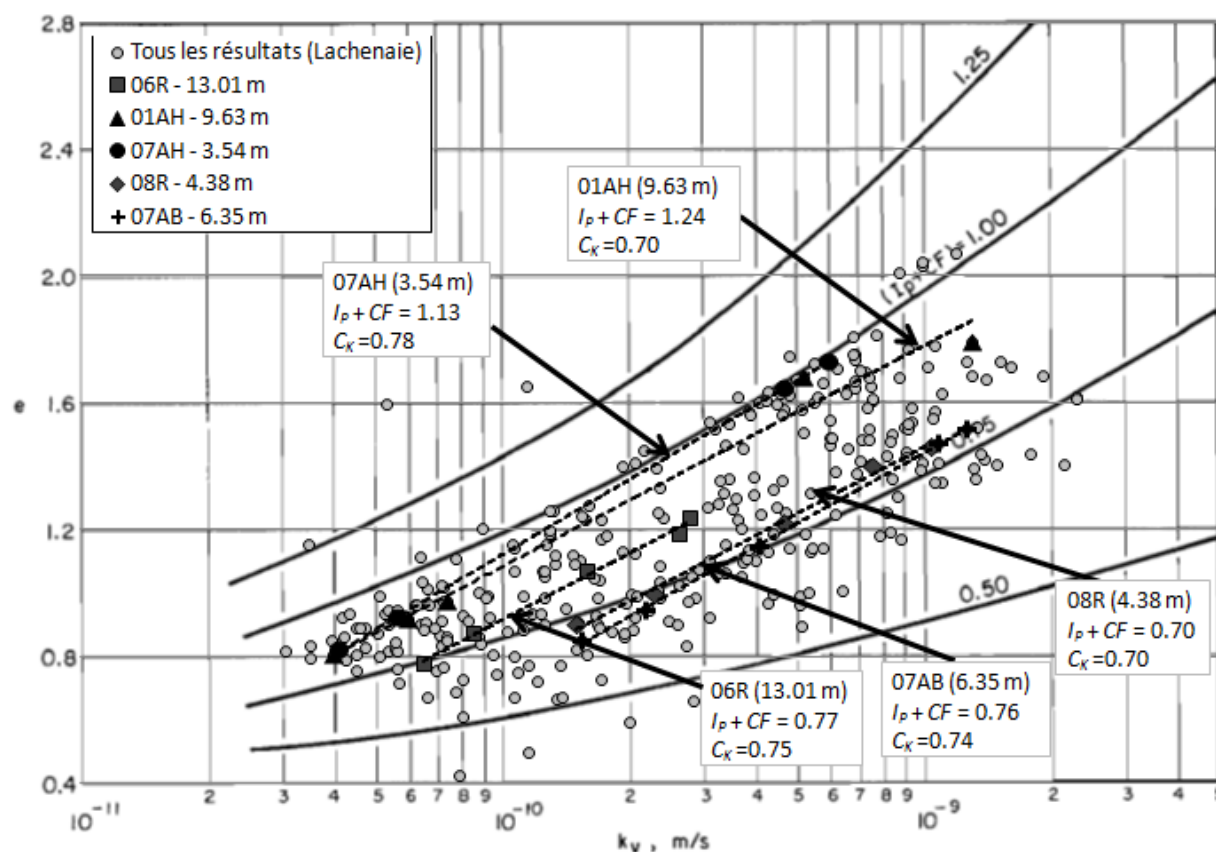


Figure 9-32 : Exemples de relations linéaires entre $\log(K)$ et e pour l'argile de Lachenaie.

Les résultats de Lachenaie sont superposés sur les courbes types et la figure de Tavenas et al. (1983b).

La figure 9-33 présente les valeurs de C_k , la pente des relations linéaires présentées à la figure 9-32 (équation 6.9), en fonction de e_0 . Mis à part quelques valeurs élevées, les valeurs de C_k sont comparables à celles qui ont été observées ailleurs dans le bassin de la mer Champlain par

Tavenas et al. (1983b). Elles suivent d'ailleurs assez bien la relation $C_k = 0,5e_0$ suggérée par ceux-ci. Pour 64 % des spécimens, la valeur de C_k se situe entre 0,60 et 0,80. Les cinq spécimens de la figure 9-32 présentent des valeurs de C_k dans cet intervalle.

Il est pertinent d'observer que la variabilité des valeurs de K qui est rencontrée pour le dépôt de Lachenaie est presque du même ordre que la variabilité qui a été rencontrée pour la totalité du bassin de la mer Champlain par Tavenas et al. (1983b). On peut par exemple comparer la figure 14 de ces auteurs avec la figure 9-32. Cette observation rejoint celle qui a été faite pour le tableau 6-1 à la section 6.5. Avec l'argile Champlain, la gamme de valeurs de K qui est rapportée dans le cadre d'études locales se rapproche souvent de la gamme de valeurs qui a été observée pour l'ensemble du bassin de la mer Champlain par Tavenas et al. (1983b; 1986).

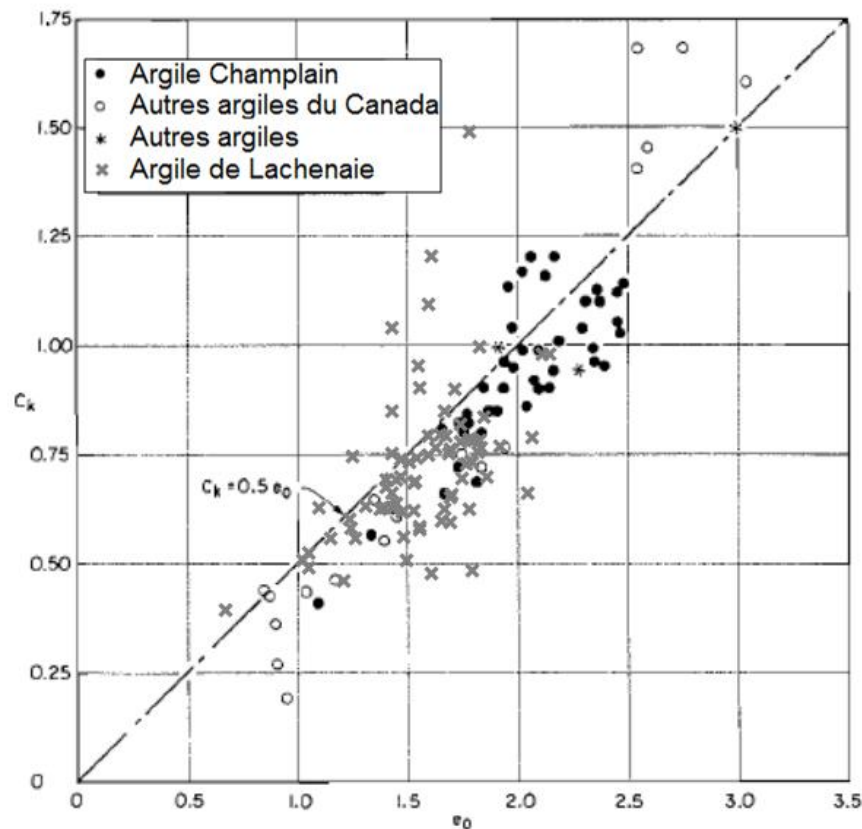


Figure 9-33 : Valeurs de C_k en fonction de e_0 pour l'argile de Lachenaie.

Les résultats de Lachenaie sont superposés sur les résultats de Tavenas et al. 1983b.

Comme mentionné à la section 5.5.2, les relations entre e et $\log(K)$ sont surtout utilisées pour présenter des résultats expérimentaux. Pour les prédictions, on utilise plutôt des relations basées sur le modèle de Kozeny-Carman (Chapuis & Aubertin, 2003; Mbonimpa et al., 2002).

La figure 9-34 compare les valeurs de K de certains essais œdométriques et triaxiaux avec les valeurs de K prédites en utilisant la méthode de Chapuis & Aubertin (2003) (équations 6.5 et 6.6, $A = 0,5$). On présente seulement les résultats des spécimens pour lesquels w_L a été déterminé à moins de 0,2 m du spécimen de l'essai de perméabilité. Sur cette figure, on différencie les valeurs de K à e_0 (marqueurs pleins), des valeurs qui sont obtenues pour des indices des vides plus faibles avec l'essai œdométrique (marqueurs vides). Quelques données provenant d'autres localités du bassin de la mer Champlain sont présentées à titre de comparaison (Tavenas et al., 1986).

Peu importe la provenance de l'argile et la valeur de e , on remarque que la perméabilité des argiles Champlain est systématiquement sous-estimée lorsque prédite à partir des équations 6.5 et 6.6 avec un coefficient A de 0,5. C'est aussi le cas pour les argiles Champlain de la figure 12 de Chapuis & Aubertin (2003), leurs résultats provenant de Tavenas et al. (1983b). Comme la méthode de Chapuis & Aubertin (2003) est censée prédire K pour une vaste gamme de sols, il n'est par surprenant qu'un biais soit observé pour un matériau spécifique.

La figure 9-34 présente aussi les résultats d'un essai œdométrique réalisé avec de l'argile prélevée entre les sites 1, 2 et 3, remaniée, puis reconsolidée sous une contrainte totale de 6 kPa pendant 3 mois. On remarque que ce spécimen se conforme assez bien à la tendance observée pour l'argile intacte. Par conséquent, pour de l'argile Champlain homogène dont la teneur en eau est près de w_L , s'il n'y a pas de variations importantes de e , un remaniement de l'argile n'induit pas une variation importante de K . Conformément à l'information rapportée par Lapierre (1990), un spécimen d'argile Champlain remaniée suit la même relation $K(e)$ que le même spécimen à l'état intact.

On peut utiliser la méthode des moindres carrés pour obtenir une valeur optimale de l'exposant A , et ainsi améliorer les performances du modèle de Kozeny-Carman pour les argiles Champlain. On cherche alors à minimiser la somme du carré de $\log(K_{\text{prédiction}}/K_{\text{mesure}})$. En appliquant cette méthode à l'ensemble des résultats de la figure 9-34, on obtient une valeur optimale de $A = 1,1$.

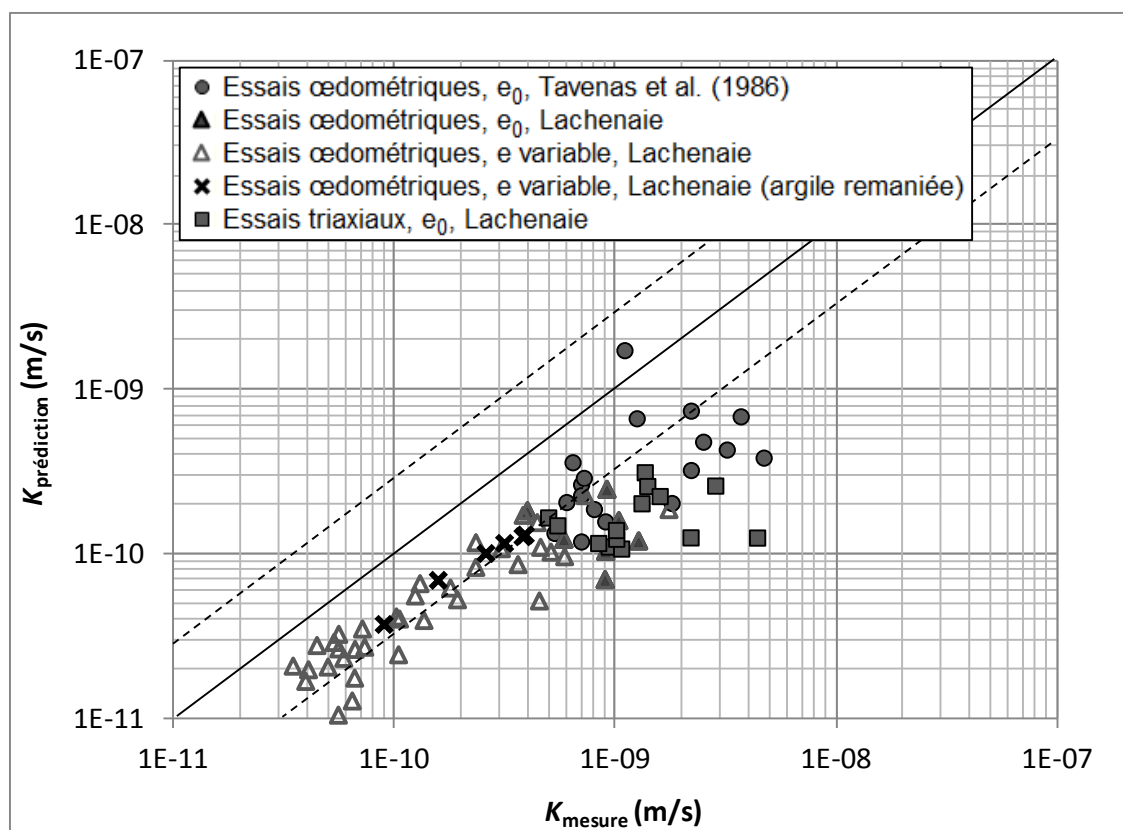


Figure 9-34 : Prédiction de K pour les argiles Champlain avec la méthode de Chapuis & Aubertin (2003) ($A = 0,5$).

Les données de la figure 9-34 ont été retracées à la figure 9-35 en supposant que $A = 1,1$. Avec cette valeur, la plupart des points sont situés à l'intérieur des lignes pointillées qui représentent un facteur 3 d'écart entre les valeurs prédites et les valeurs mesurées. Sur des échelles logarithmiques, l'augmentation de la valeur de A équivaut à une translation selon l'axe $K_{\text{prédiction}}$ de 0,6 cycle logarithmique. On remarque que cette nouvelle valeur de A produit des prédictions dont le biais dépend de la valeur de e . Pour de faibles valeurs de e , la méthode de Chapuis & Aubertin (2003) surestime K par rapport à l'essai œdométrique, tandis qu'autour de e_0 , cette méthode sous-estime K .

Lorsque l'on considère K à e_0 , la corrélation entre les prédictions et les valeurs mesurées n'est pas très bonne. La corrélation visible sur la figure 9-35 est surtout due aux données des essais œdométriques avec des valeurs de e variables. Les valeurs de K à e_0 forment plutôt un nuage centré sur les moyennes géométriques données à la section 9.3. À l'échelle du dépôt de

Lachenaie, il semble qu'on gagne assez peu de précision en prédisant K à l'aide d'un modèle comme celui de Kozeny-Carman par rapport à l'utilisation d'une valeur de K moyenne de 1×10^{-9} m/s. À l'échelle du bassin de la mer Champlain, les couples (K_{mesure} , $K_{\text{prédiction}}$) de Tavenas et al. (1986) montre une légère corrélation. Le modèle de Kozeny-Carman permet alors de distinguer les dépôts très silteux comme celui de Saint-Alban (K autour de 3×10^{-9} m/s pour les essais œdométriques) des dépôts plus plastiques comme ceux de Lachenaie et de Louiseville (K autour de 1×10^{-9} m/s pour l'ensemble des essais).

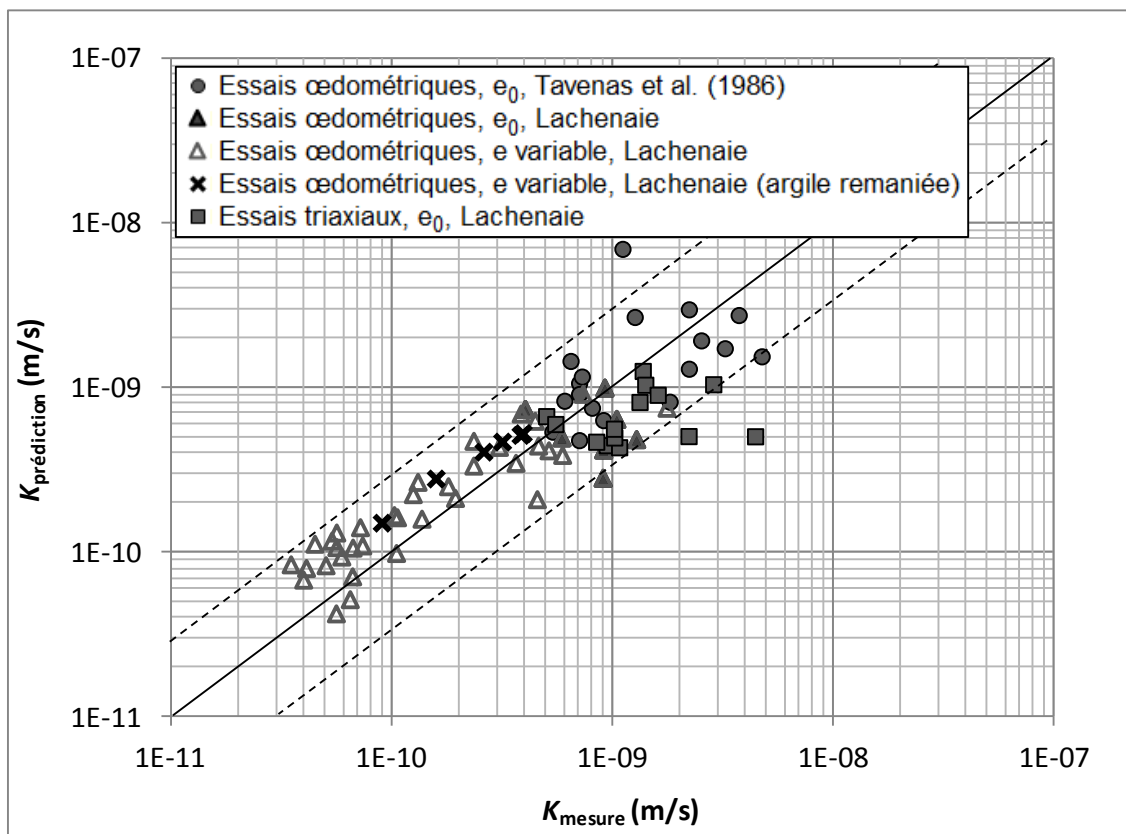


Figure 9-35 : Prédiction de K pour les argiles Champlain ($A = 1.1$).

Carman (1939) donne peu de détails sur la détermination de la valeur de C dans l'équation 2.43, la constante qui, pour un fluide donné, contrôle la valeur de A dans l'équation 6.5. Dans ses exemples, Carman utilise un coefficient C de 0,2. Pour de l'eau à 20°C, ce coefficient correspond à $A = 0,3$. Selon Carman, la valeur de C devrait être plus faible pour des pores rectangulaires. Un

rapport inférieur à 1.41 entre la distance réelle parcourue par l'eau dans les pores et la distance linéaire dans la direction du gradient hydraulique devrait induire un coefficient C supérieur à 0,2. Selon Chapuis & Aubertin (2003), le coefficient A devrait avoir une valeur se situant entre 0,29 et 0,51. La valeur optimale de 1,1 qui est utilisée dans la figure 9-35 s'écarte donc significativement des valeurs suggérées dans la littérature.

Carman (1939) a observé un écart entre les prédictions et les valeurs mesurées de K pour les argiles. Il a remarqué que son modèle surestime systématiquement K . Il a expliqué cet écart en notant que l'épaisseur de la couche d'eau immobile qui entoure les minéraux argileux n'est pas négligeable. Elle réduit la section disponible pour l'écoulement. Cette explication a d'ailleurs été reprise par Taylor (1948), et Singh & Wallender (2008). Pour les argiles Champlain, on observe plutôt la tendance contraire : les prédictions du modèle de Kozeny-Carman sous-estiment systématiquement K lorsqu'on utilise des valeurs conventionnelles pour le paramètre A .

On pourrait suggérer que l'écart entre les valeurs prédites et les valeurs mesurées de K provient d'une surestimation systématique de S . Toutefois, la figure 6-18 indique clairement que les relations décrivant le lien entre S et w_L sont à peu près équivalentes et qu'elles sont cohérentes avec les mesures de S dont on dispose pour l'argile Champlain.

La différence entre les prédictions et les mesures de K est probablement due à la double porosité des argiles Champlain. La figure 6-5 montre que le squelette granulaire des argiles Champlain est composé d'agrégats. Selon Lapierre et al. (1990), ces agrégats ont une taille qui varie entre 3 et 15 μm . Lors d'un essai œdométrique, avant que la déformation n'atteigne 20 %, c'est l'écoulement entre ces agrégats qui contrôle la valeur de K de la matrice. Cette explication aurait l'avantage d'expliquer pourquoi les couplets prédictions-mesures de la figure 9-34 tendent vers la droite 1:1 pour de faibles valeurs de e : la compression du spécimen vient progressivement occlure les gros pores et forcer l'écoulement à emprunter toute la porosité. L'argile Champlain perd alors progressivement sa double porosité.

Selon Lapierre et al. (1990), le remaniement de l'argile n'affecte pas la taille des agrégats. Cette observation explique pourquoi l'argile remaniée produit les mêmes relations $K(e)$ que l'argile intacte.

La figure 9-36 compare les profils des valeurs expérimentales et des prédictions de K en fonction de l'élévation pour les sites 1, 2, 3, 4, 6 et 9. Les profils de prédictions ont été obtenus en

supposant des valeurs constantes de w et w_L pour la couche du haut (respectivement 60 et 65%). Dans la couche du bas, on suppose que w et w_L varient linéairement de 60 à 40 % et de 65 à 40 % entre les élévations 5 et -5 m. Pour $A = 1,1$, on obtient le profil donné par la ligne pointillée. On remarque que ce profil sous-estime systématiquement K , surtout dans la couche du haut. On peut donner deux explications à l'écart entre les valeurs prédites et mesurées de K .

Tout d'abord, pour un indice des vides qui s'approche de e_0 , les prédictions sous-estiment la valeur de K de la matrice en raison de l'influence de la double porosité. C'est l'influence du biais dont il a été question lors de la présentation des résultats de la figure 9-35.

Deuxièmement, l'optimisation qui est derrière la figure 9-35 est surtout basée sur les résultats des essais œdométriques. Selon les profils de prédictions montrés à figure 9-36, la conductivité hydraulique devrait augmenter légèrement dans la couche du bas. C'est ce que montrent les distributions des valeurs de K pour les essais œdométriques (figure 9-23). Les résultats in situ ne permettent pas d'observer cette tendance, car la perméabilité dans la couche du haut est contrôlée par les hétérogénéités et les micro-fissures. La formule de Kozeny-Carman ne tient pas compte de ces structures.

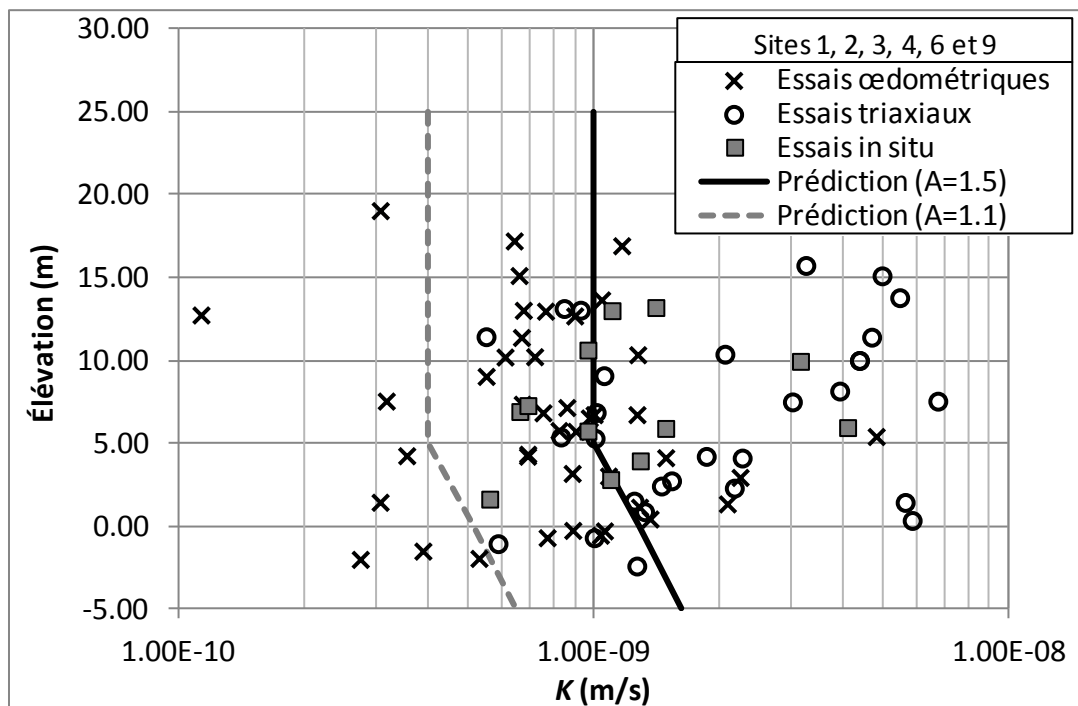


Figure 9-36 : Profils des valeurs de K à e_0 et prédictions selon Kozeny-Carman.

On obtient une meilleure correspondance entre l'ordre de grandeur des valeurs de K in situ, et les prédictions de la méthode de Kozeny-Carman en utilisant $A = 1,5$, soit une conductivité hydraulique 10 fois plus élevée que celle qui est obtenue en utilisant la valeur de A suggérée par Chapuis & Aubertin (2003). Un profil basé sur $A = 1,5$ est présenté à la figure 9-36.

CHAPITRE 10 IMPACT DES DÉFORMATIONS SUR LE DÉROULEMENT DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ IN SITU

Dans ce chapitre, on interprète les essais de perméabilité in situ du chapitre 9 à l'aide de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. Le chapitre débute avec une présentation de la méthodologie qui a été utilisée pour l'interprétation des essais à niveau variable et des essais de choc hydraulique. Suit une comparaison des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentaux avec les courbes théoriques obtenues à l'aide des logiciels SEEP/W et COMSOL au chapitre 5. Les valeurs de m_v qui ont été déduites de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses sont ensuite comparées aux résultats du chapitre 8 pour les essais œdométriques, les essais de choc hydraulique et les essais pressiométriques. Quant à elles, les valeurs de K sont comparées aux résultats du chapitre 9 pour les méthodes classiques d'interprétation des essais de perméabilité in situ. Ce chapitre se termine par une discussion portant sur le rayon d'influence des essais in situ et les effets d'échelle, et sur les sources d'erreurs possibles pour l'essai de choc hydraulique. En effet, bien qu'attrayant en raison de sa courte durée, l'essai de choc hydraulique est plus difficile à mettre en pratique que les essais à niveau variable.

10.1 Méthodes d'interprétation pour le graphique adimensionnel des vitesses

Dans cette section, on propose un protocole pour l'utilisation de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. Cette méthodologie permet, en théorie, d'évaluer les valeurs de m_v et de K pour les essais in situ à niveau variable et les essais de choc hydraulique.

10.1.1 Essais à niveau variable

La méthodologie qui est présentée dans cette section a été appliquée aux essais de perméabilité à niveau variable avec $d = 12,6$ et $52,5$ mm.

Avant de rapporter les vitesses expérimentales sur le graphique adimensionnel, un graphique des vitesses standard est tracé. On obtient la valeur de H_0 (l'erreur piézométrique) en prolongeant la

fin du graphique des vitesses, comme on le fait avec la procédure standard, celle qui a été décrite aux sections 3.2.1 et 7.3. La valeur de H_0 est ensuite utilisée pour corriger les valeurs de H . La valeur de $H(t=0)$ pour la normalisation des charges correspond à la valeur initiale corrigée de H .

La vitesse de normalisation $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ est obtenue par l'interpolation linéaire des vitesses autour de $H/H(t=0) = 0,25$. La longue durée de la plupart des essais à niveau variable a permis d'atteindre des rapports $H/H(t=0)$ inférieurs à 0,25. Autour du point de normalisation, les vitesses varient à peu près linéairement avec la charge hydraulique. Cette caractéristique facilite l'interpolation. Pour certains essais, le rapport $H/H(t=0) = 0,25$ n'a pas été atteint et on a dû extrapoler la relation entre la vitesse et $H/H(t=0)$ pour calculer la valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$. Pour quelques essais, la charge n'a pas atteint $H/H(t=0) = 0,50$. Les données de ces essais n'ont pas été utilisées avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

Lorsque les essais sont écourtés et que le rapport $H/H(t=0)$ n'atteint pas 0,25, on surestime H_0 et l'extrapolation de la valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ diminue la courbure du graphique adimensionnel des vitesses. La figure 10-1 présente des graphiques adimensionnels des vitesses pour un essai réalisé dans le puits 9AH ($d = 12,6$ mm). La série de données a été tronquée à $H/H(t=0) = 0,25$ et 0,50. Une comparaison de la série complète de vitesses normalisées avec les deux séries tronquées indique que les vitesses qui sont associées à la fin de l'essai affectent le calcul de la vitesse de normalisation.

Les figures 10-2 et 10-3 présentent les graphiques adimensionnels des vitesses théoriques qui ont été utilisés pour l'interprétation des essais. Pour chaque puits d'observation, le choix du graphique à utiliser est fait en fonction du rapport L/D . Pour $L/D \leq 9$, les courbes théoriques de la figure 10-2 ont été utilisées. Celles-ci ont été obtenues avec SEEP/W pour la géométrie de la figure 4-1 avec $L/D = 6$. Pour les puits ayant un rapport d'élancement supérieur à 9, les courbes types de la figure 10-3 ont plutôt été utilisées. Celles-ci proviennent de simulations réalisées avec un rapport $L/D = 12$. Les courbes types des figures 10-2 et 10-3 pour $\alpha = 0,05$ et 0,005 ont déjà été présentées aux figures 5-9 et 5-10.

Les valeurs pondérées de D ont été utilisées pour calculer le rapport L/D (section 5.1). Rappelons que la valeur pondérée de D tient compte des deux cylindres qui composent le massif filtrant des puits d'observation de Lachenaie (figure 7-3).

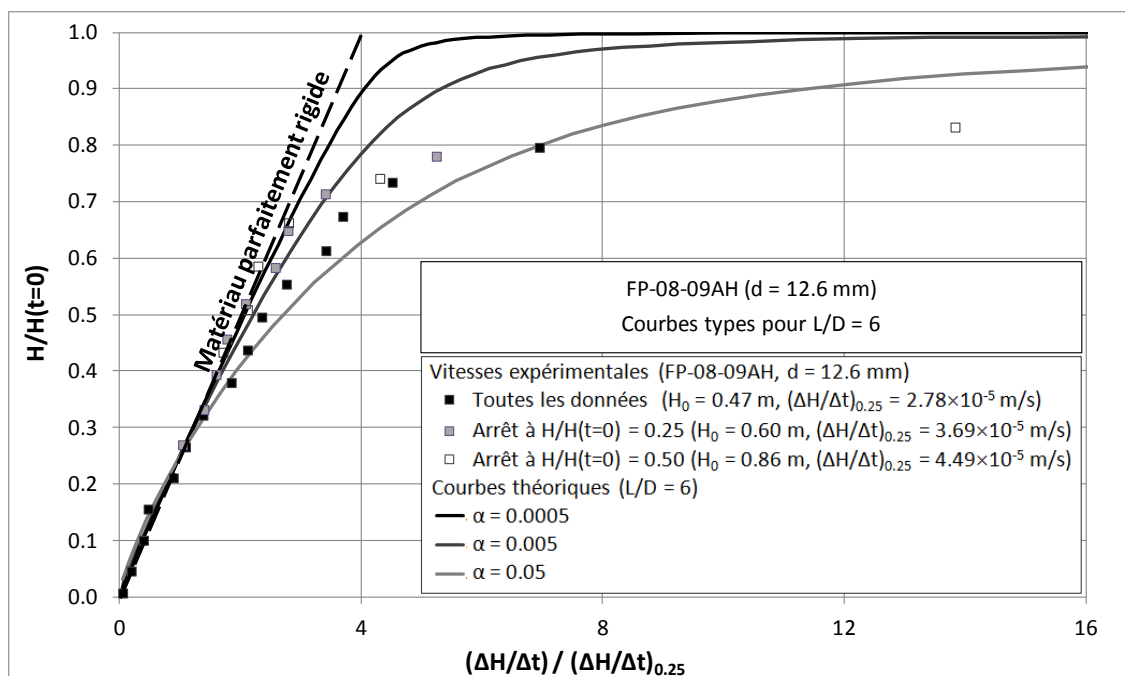


Figure 10-1 : Influence des mesures prises à la fin de l'essai sur l'allure des graphiques adimensionnels des vitesses (FP-08-09AH, $d = 12,6 \text{ mm}$).

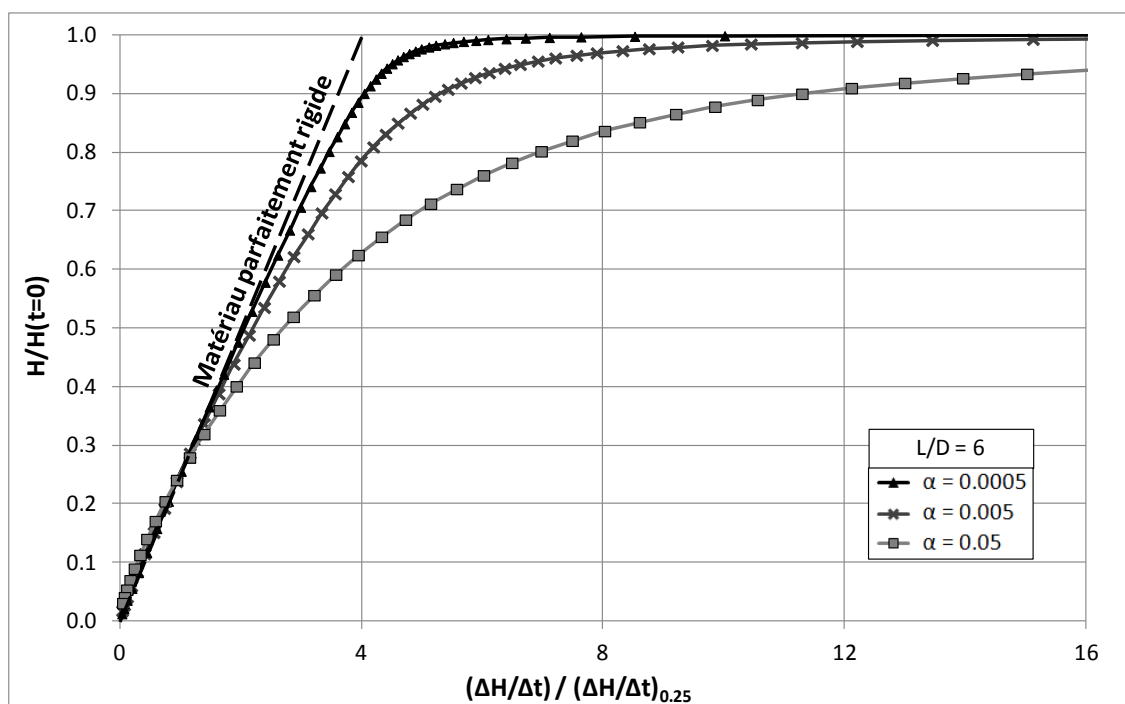


Figure 10-2 : Courbes types utilisées pour l'interprétation des essais à niveau variable avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ($L/D \leq 9$).

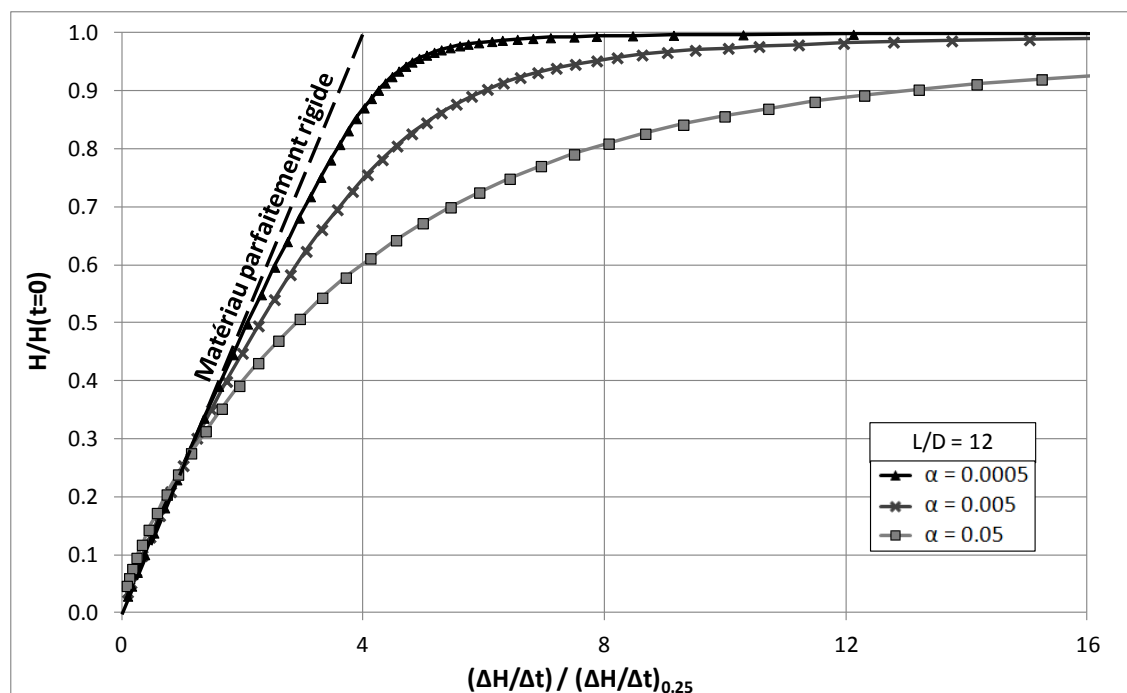


Figure 10-3 : Courbes types utilisées pour l'interprétation des essais à niveau variable avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ($L/D > 9$).

En pratique, il est souvent difficile de choisir une courbe type optimale sur le graphique adimensionnel des vitesses pour les essais à niveau variable. Mis à part les problèmes de normalisation liés aux données manquantes à la fin des essais (figure 10-1), la superposition est difficile en raison de la faible précision des vitesses expérimentales pour plusieurs essais de perméabilité, et de la faible courbure des graphiques des vitesses pour les essais à niveau variable réalisés à Lachenaie. Le nombre de courbes types pour la superposition (figures 10-1 et 10-2) a été limité à trois en raison de ces difficultés. Pour chaque essai à niveau variable, on a assigné une des cinq valeurs suivantes au paramètre α : 1×10^{-4} , 5×10^{-4} , 1×10^{-3} , 5×10^{-3} ou 1×10^{-2} . Par exemple, on a assigné une valeur de $\alpha = 1 \times 10^{-4}$ pour un graphique des vitesses expérimentales dont les points se retrouvent entre la droite représentant un matériau parfaitement rigide et la courbe type pour $\alpha = 5 \times 10^{-4}$. Bien que ce classement soit un peu arbitraire et peu précis, il permettra quand même de vérifier s'il y a un lien entre le puits d'observation ou le type d'essai, et la courbure des graphiques des vitesses expérimentales. L'analyse des valeurs du paramètre α sera présentée à la section 10.2.1.

La méthode de Chapuis (1998) a dû être adaptée pour permettre le calcul de K . Comme on l'a vu précédemment, dans sa forme originale, la méthode du graphique adimensionnel des vitesses visait à vérifier si les essais de perméabilité sont suffisamment affectés par les déformations du squelette granulaire pour nécessiter l'utilisation d'une méthode d'interprétation de type contrainte totale constante, par exemple la méthode de Cooper et al. (1967).

Avec le graphique adimensionnel des vitesses, la valeur de K peut être obtenue à partir de la vitesse de normalisation $(\Delta H / \Delta t)_{0.25}$. Rappelons que si on suppose que l'interface entre le sol et le massif filtrant est libre de se déplacer, les déformations du squelette granulaire agissent sur les essais de perméabilité de deux manières différentes. Premièrement, l'expansion de la cavité qui contient le massif filtrant augmente la valeur effective de S_{inj} . Au chapitre 5, on a défini la section effective S_{inj}^* (équation 5.21) pour tenir compte de l'expansion de cavité. La valeur de S_{inj}^* est corrigée à partir de la relation de Lamé. Deuxièmement, en raison de la consolidation et du gonflement du squelette granulaire de l'argile, le gradient hydraulique à l'interface sol-massif filtrant est différent du gradient qui est donné par la solution à l'équation de Laplace, la solution qui permet de calculer c . On peut utiliser le coefficient de forme apparent $c_{0.25}$ pour tenir compte de l'effet des déformations sur la valeur de c pour un rapport $H/H(t=0)$ qui avoisine 0,25 (section 5.2.2). L'équation suivante permet de calculer K en tenant compte de ces deux effets :

$$K = \left(\frac{S_{inj} (\Delta H / \Delta t)_{0.25}}{0.25 c H(t=0)} \right) \left(\frac{c}{c_{0.25}} \frac{S_{inj}^*}{S_{inj}} \right) \quad (10.1)$$

L'équation 10.1 est basée sur l'équation 3.2, la loi de conservation du volume d'eau stocké dans le puits qui est à la base des méthodes classiques d'interprétation en régime permanent (méthodes de Hvorslev, de Chiasson et du graphique des vitesses). Quand la vitesse $(\Delta H / \Delta t)_{0.25}$ est calculée à partir de la portion linéaire du graphique des vitesses, le premier terme du membre de droite correspond à la valeur de K pour la méthode classique de Chapuis et al. (1981). Le deuxième terme peut alors être considéré comme un facteur de correction qui permet de tenir compte des déformations pour le calcul de K . Dans l'équation 10.1, la valeur de c est donnée par l'équation 5.1, la version modifiée de l'ellipsoïde de Hvorslev (1951).

La valeur du facteur de correction peut être calculée à partir des équations 5.8 à 5.10 et 5.21. Par exemple, pour $L/D = 12$, le facteur de correction est donné par le produit des relations suivantes :

$$\frac{S_{inj}^*}{S_{inj}} = \frac{1}{1 - 2\alpha \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right)} \quad (10.2)$$

$$\frac{c}{c_{0.25}} = \left(1 - 0,0095 \log \left(\frac{\alpha}{0,001} \right) - 0,128 \log \left(\frac{\alpha}{0,001} \right)^2 + 0,0677 \log \left(\frac{\alpha}{0,001} \right)^3 \right)^{-1} \quad (10.3)$$

Le facteur de correction dépend donc des paramètres α et ν . Il est important de noter que pour l'interprétation des graphiques des vitesses expérimentaux, la valeur du paramètre α est fonction de S_{inj}^* , comme c'était le cas à la figure 5-35.

La figure 10-4 montre l'évolution du facteur de correction $cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$ avec la valeur du paramètre α pour $L/D = 12$ et $\nu = 0,3$. On obtient des tendances similaires pour $L/D = 6$ et pour le cas de l'écoulement radial (Cooper et al., 1967). Pour les déplacements libres, lorsque les corrections des équations 10.2 et 10.3 s'appliquent, on remarque que la correction cumulative est supérieure à 1. Par conséquent, sans correction, on sous-estime systématiquement K avec la méthode du graphique des vitesses. Cette observation implique que la correction due à l'équation 10.2, la correction due à l'expansion de cavité, est toujours plus importante que celle qui est associée au coefficient de forme apparent. Pour les grandes valeurs du paramètre α , les rapports S_{inj}^*/S_{inj} et $c/c_{0.25}$ sont respectivement supérieur et inférieur à 1.

Lorsque la valeur du paramètre α approche de $(1-2\nu)/2(1-\nu)$, le facteur de correction $cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$ augmente rapidement pour le cas des déplacements libres. En théorie, pour un puits dont l'interface sol-massif filtrant est libre de se déplacer, la courbure du graphique des vitesses et la valeur du paramètre α ne peuvent pas être plus grandes que celles qui s'appliquent à l'essai de choc hydraulique ($\alpha = 0,286$ pour $\nu = 0,3$). En d'autres mots, lorsque le diamètre du tuyau d'un puits d'observation est très petit, les variations du volume d'eau stocké dans ce tuyau deviennent négligeables par rapport aux changements du volume de la cavité.

La figure 10-4 présente aussi la relation entre le rapport $c/c_{0.25}$ et α pour $L/D = 12$ (équation 10.3). En pratique, il est envisageable que pour certains types d'essais de perméabilité, les déplacements à l'interface soient nuls ou inférieurs à ceux qui sont donnés par la solution du modèle $u-p$ pour la

condition $p = \sigma_r$ à l'interface. Par exemple, il est possible que le massif filtrant oppose une force de réaction au déplacement de l'interface, ou qu'une pierre poreuse rigide empêche la cavité de se contracter. Le cas échéant, la correction à appliquer au premier terme de l'équation 10.1 doit être égale à $c/c_{0.25}$ s'il n'y a pas de déplacements, ou elle doit être entre $c/c_{0.25}$ et $cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$ si les déplacements sont inférieurs à ceux du scénario avec déplacements libres.

À la figure 10-4, on observe que l'écart entre les corrections avec déplacement ($cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$) et sans déplacement ($c/c_{0.25}$) augmente rapidement avec la valeur du paramètre α . Cet écart contribue à l'incertitude sur les valeurs de K pour les essais de perméabilité de courte durée. Par exemple, si un essai de perméabilité à niveau variable est réalisé avec un petit tube, l'interprétation classique du graphique des vitesses peut mener à une sous-estimation importante de K si l'interface est libre de se déplacer et une légère surestimation de K si le mouvement de l'interface est contraint.

En pratique, il est difficile de déterminer la condition qui prévaut pour les déplacements de l'interface. À Lachenaie, on supposera que l'interface est libre de se déplacer et que $\nu = 0.3$.

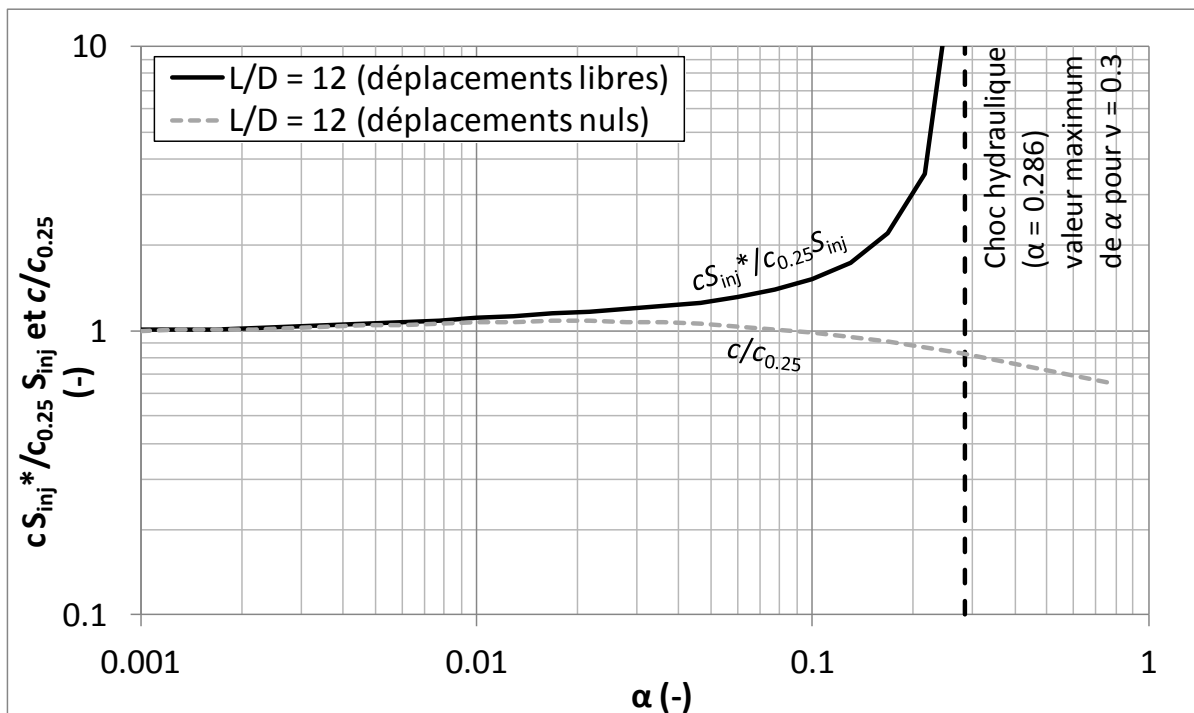


Figure 10-4 : Facteur de correction pour tenir compte de l'effet des déformations en fonction du paramètre α ($L/D = 12$, $\nu = 0,3$).

La figure 10-5 présente les facteurs de correction $cS_{inj}^*/c_{0,25}S_{inj}$ pour la gamme de valeurs du paramètre α qui est rencontrée à Lachenaie avec les essais à niveau variable. Le tableau 10-1 donne les valeurs du rapport $cS_{inj}^*/c_{0,25}S_{inj}$ pour les valeurs discrètes du paramètre α qui ont été choisies pour l'interprétation des essais à niveau variable.

Les facteurs de correction du tableau 10-1 s'écartent très peu de l'unité : ils varient entre 1,00 et 1,10 selon la valeur du paramètre α et celle du rapport L/D . Lorsque le paramètre α diminue, le facteur de correction tend vers 1. On note aussi que la valeur maximale de la correction est du même ordre que celle qui a été appliquée à l'ellipsoïde de Hvorslev (1951) avec l'équation 5.1. Alors que la correction apportée à l'équation 5.1 mène à une valeur de K qui est légèrement plus faible que celle de l'interprétation standard avec la méthode de Chapuis et al. (1981), les corrections du tableau 10-1 tendent plutôt à augmenter le valeur de K .

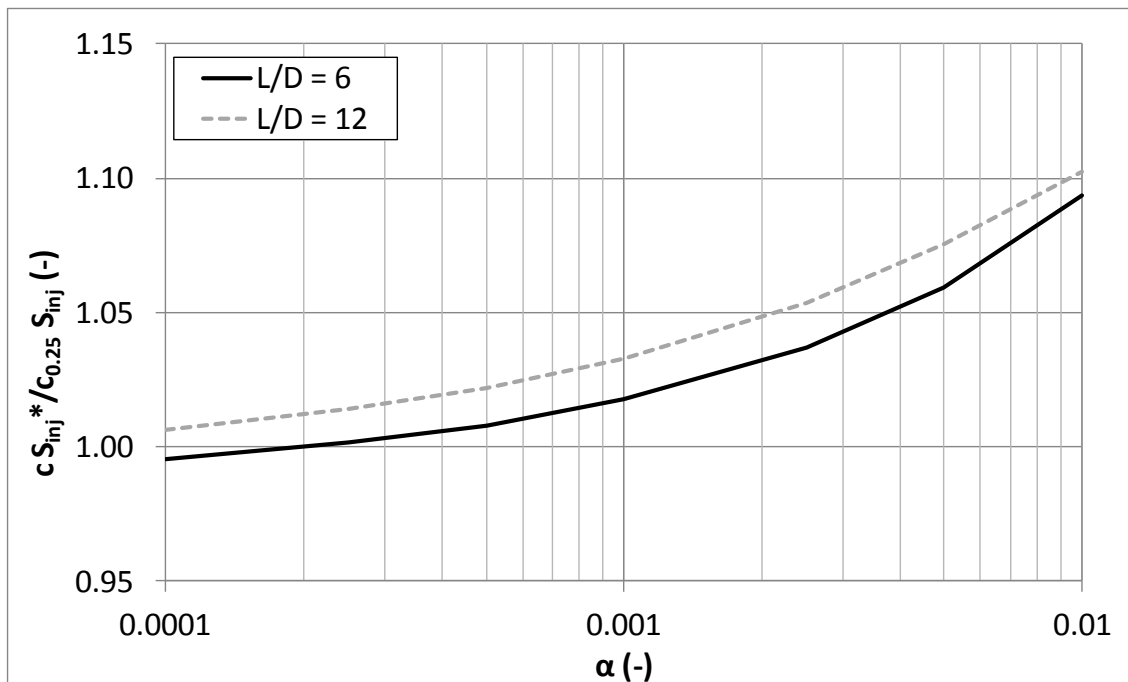


Figure 10-5 : Facteur de correction pour tenir compte de l'effet des déformations sur les essais à niveau variable ($L/D = 6$ et 12 , $\nu = 0,3$, déplacements libres de l'interface).

Tableau 10-1 : Valeurs de $cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$ pour l'interprétation des essais à niveau variable.

α (-)	$cS_{inj}^*/c_{0.25}S_{inj}$ (-)	
	$L/D = 6$	$L/D = 12$
0,0001	1,00	1,01
0,0005	1,01	1,02
0,001	1,02	1,03
0,005	1,06	1,08
0,01	1,09	1,10

Finalement, la dernière étape de l'interprétation nous permet d'estimer la valeur de m_v à partir des définitions de α et S_{inj}^* (équations 3.21 et 5.21) :

$$m_v = \frac{4S_{inj}}{\pi\gamma_w LD^2 \left(\frac{1}{\alpha} - 2 \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} \right)} \quad (10.4)$$

où la valeur du paramètre α est donnée par la courbure du graphique adimensionnel des vitesses. On doit toutefois s'attendre à ce que cette valeur soit très peu précise en raison de la faible courbure des graphiques des vitesses expérimentaux.

10.1.2 Essais de choc hydraulique

La méthodologie employée pour interpréter les essais de choc hydraulique est semblable à celle qui a été décrite à la section précédente pour les essais à niveau variable. Certaines étapes de la procédure doivent toutefois être adaptées pour tenir compte de la courbure importante des graphiques des vitesses produits par les essais de choc hydraulique, et de l'interdépendance des phénomènes d'expansion de cavité et de gonflement du sol pour ces essais.

Comme on l'a vu à la section 5.3, si l'interface entre le sol et le massif filtrant est libre de se déplacer, et si les mêmes paramètres de rigidité contrôlent l'expansion de la cavité et le gonflement du sol, les courbes types dépendent seulement du coefficient de Poisson.

Les courbes types utilisées pour la superposition sont présentées à la figure 10-6. Comme pour les essais à niveau variable, une valeur de $\nu = 0,3$ a été supposée pour l'interprétation. À titre de comparaison, la figure 10-6 présente la courbe type pour un écoulement purement radial. On remarque que les graphiques adimensionnels des vitesses sont semblables et qu'ils sont peu affectés par la géométrie du massif filtrant et le type d'écoulement. Les courbes types de la figure 10-6 ont été obtenues avec le modèle $u-p$ (COMSOL), et par l'intégration numérique de la solution de Cooper et al. (1967). Les graphiques adimensionnels des vitesses pour des rapports L/D de 6 et 12 ont été présentés au chapitre 5 (figures 5-38 et 5-39).

Comme pour les essais à niveau variable, un rapport L/D de 9 a été utilisé pour départager les essais qui devaient être interprétés avec les courbes types pour $L/D = 6$ et $L/D = 12$.

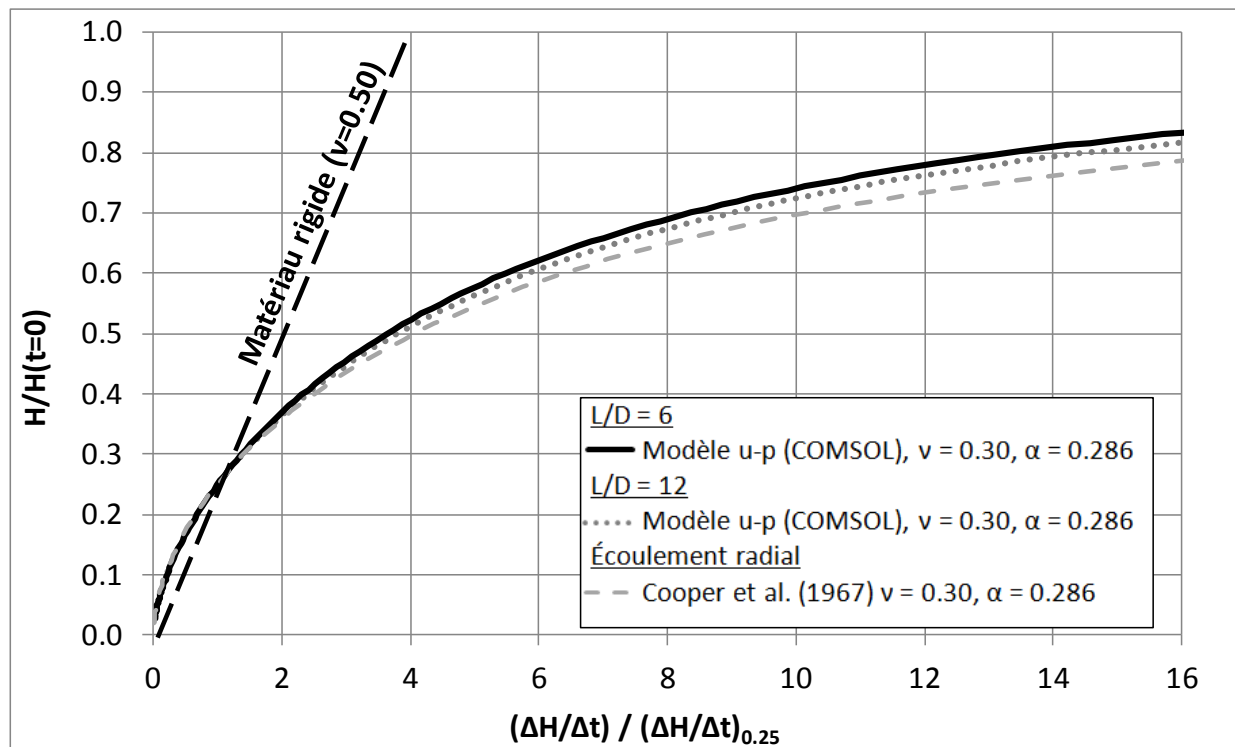


Figure 10-6 : Courbes types de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses pour l'essai de choc hydraulique.

Lors de l'interprétation des résultats pour les essais de choc hydraulique, les valeurs de H_0 , $H(t=0)$ et de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ ont été ajustées manuellement de manière à obtenir la meilleure superposition visuelle possible des vitesses expérimentales sur la courbe théorique qui correspond à $v = 0,3$ et au rapport L/D approprié. Une attention particulière a été portée à la superposition du point de normalisation (1, 0,25).

Pour l'ajustement, une estimation initiale des valeurs de H_0 et $H(t=0)$ a été obtenue à partir de la charge hydraulique dans la cavité avant l'insertion de la tige, et à partir de la différence entre les charges hydrauliques avant et après l'insertion de la tige.

Pour la plupart des essais, la valeur de H_0 qui produit la meilleure superposition est semblable à la valeur qui est estimée à l'aide de la charge hydraulique avant l'insertion de la tige. L'ajustement du graphique des vitesses expérimentales est donc surtout accompli en modifiant les valeurs de $H(t=0)$ et de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$.

La valeur de K est calculée à partir des valeurs de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ et $H(t=0)$ provenant de la superposition, et à partir d'une équation basée, encore une fois, sur l'équation 3.2 :

$$K = \frac{S_{inj} * (\Delta H / \Delta t)_{0.25}}{0.25 c H(t=0)} \left(\frac{c}{c_{0.25}} \right) \quad (10.5)$$

où la valeur de $S_{inj} *$ est donnée par le rapport entre le volume de tige inséré et la différence de charge initiale qui produit l'ajustement optimal des courbes théorique et expérimentale :

$$S_{inj} * = \frac{\Delta V_{tige}}{H(t=0)} \quad (10.6)$$

La valeur du rapport $c/c_{0.25}$ à utiliser dans l'équation 10.5 a été obtenue à partir des équations 5.8 et 5.9 pour $\alpha = 0,286$. Pour des rapports L/D de 6 et 12, on utilise respectivement $c/c_{0.25} = 0,93$ et 0,82. Les valeurs de c ont quant à elles été calculées avec l'équation 5.1. Le diamètre pondéré a été utilisé pour calculer le rapport L/D et la valeur de c . Comme pour les essais à niveau variable, on remarque que le rapport $c/c_{0.25}$, la correction à apporter au premier terme de l'équation 10.5, est près de l'unité lorsque la vitesse de normalisation à $H(t=0) = 0,25$ est utilisée.

Finalement, les valeurs de m_v et de G sont estimées à partir de la surpression initiale, du volume de tige inséré, de la géométrie du massif filtrant et du coefficient de Poisson :

$$m_v = \frac{2(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{\Delta V_{tige}}{H(t=0)\gamma_w \pi D^2 L} \quad (10.7)$$

$$G = \frac{H(t=0)\gamma_w \pi L D^2}{4\Delta V_{tige}} \quad (10.8)$$

Les valeurs de G provenant de l'équation 10.8 ont déjà été présentées à la section 8.6.

10.2 Résultats de l'interprétation des essais de perméabilité in situ par la méthode du graphique adimensionnel des vitesses

Dans les sections suivantes, on présente les résultats de l'interprétation des essais de perméabilité in situ avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. On compare tout d'abord la courbure des graphiques adimensionnels expérimentaux avec les courbes types du chapitre 5. Cette comparaison nous permet de déterminer la rigidité apparente de l'argile, et de comparer cette rigidité avec les valeurs qui ont été présentées au chapitre 8. Cette section se termine avec une comparaison des valeurs de K qui tiennent compte des déformations, avec celles qui sont obtenues en supposant un squelette granulaire parfaitement rigide.

Des résultats détaillés de l'application de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses aux essais à niveau variable sont fournis à l'annexe 10. Ceux des essais de choc hydraulique sont donnés à l'annexe 11.

10.2.1 Valeurs du paramètre α et rigidité de l'argile

Pour la plupart des essais à niveau variable et de choc hydraulique, la courbure des graphiques des vitesses expérimentales suit approximativement les courbes types des figures 10-2, 10-3

et 10-6. La figure 10-7 montre trois exemples de superpositions typiques pour les essais à niveau variable et les essais de choc hydraulique.

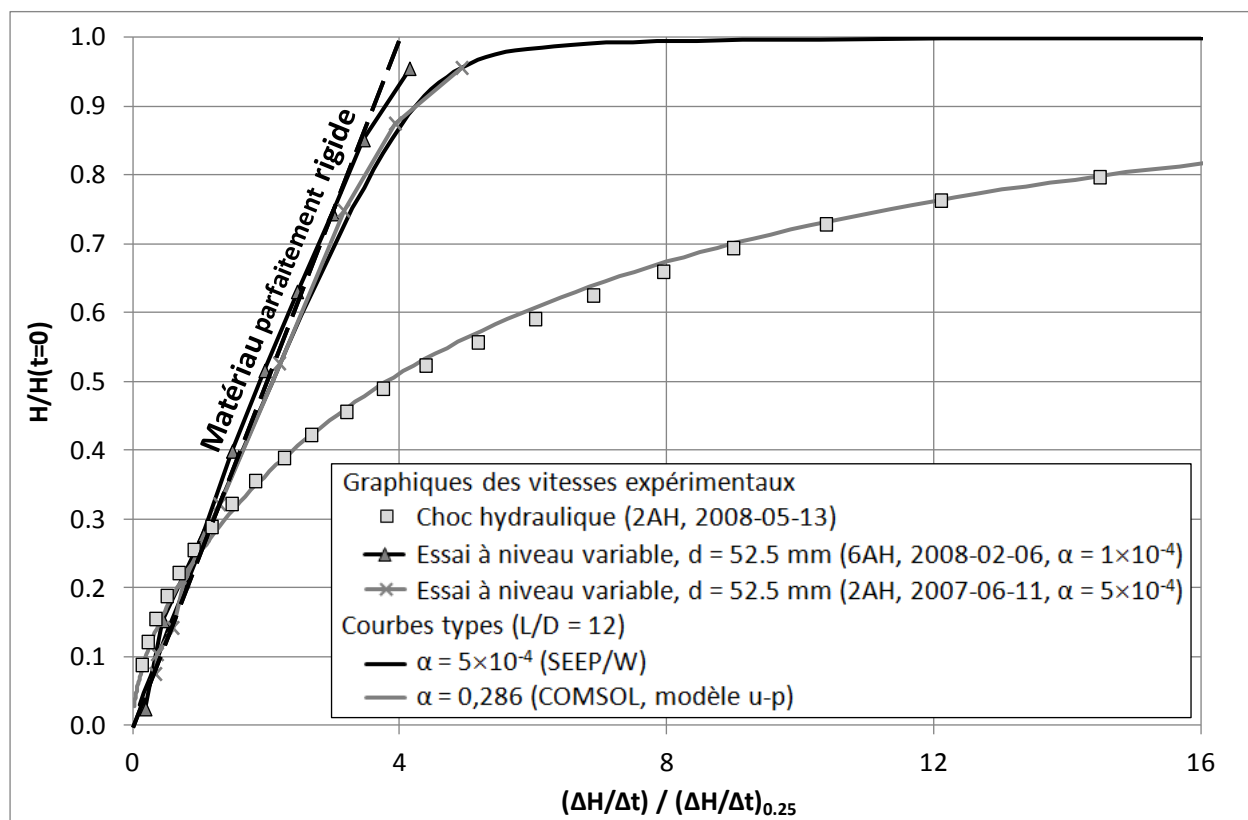


Figure 10-7 : Exemples de superpositions pour la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

Pour l'essai de choc hydraulique, les superpositions sont très bonnes pour 7 des 17 puits d'observation (2AH, 5AH, 6AH, 6AB, 7AH, 8AC et 9AH). L'exemple de la figure 10-7 provient du puits 2AH. Les essais de choc hydraulique qui sont réalisés dans ces puits sont reproductibles. Pour un puits d'observation donné, les surpressions sont approximativement proportionnelles au volume de tige injecté, et l'allure générale des courbes de dissipation varie peu d'un essai à l'autre.

La superposition des résultats de l'essai de choc hydraulique sur les courbes types de la figure 10-6 appuie l'hypothèse selon laquelle les mêmes paramètres m_v et v peuvent être utilisés pour interpréter d'une part les phénomènes d'expansion de cavité, et d'autre part les changements de volume dus aux variations de la pression interstitielle au cours des essais de choc hydraulique.

Rappelons qu'avec l'essai de choc hydraulique, l'utilisation de courbes types fonctions de v implique que les mêmes paramètres m_v et v peuvent être utilisés pour décrire l'expansion de la cavité et le gonflement du sol (section 5.3.1.4).

Avec les essais de choc hydraulique, la superposition optimale est surtout atteinte en modifiant la valeur de $(\Delta H/\Delta t)_{0,25}$, mais la valeur de $H(t=0)$ doit tout de même être variée pour obtenir une bonne superposition. La figure 10-8 compare les valeurs de $H(t=0)$ qui ont été calculées à partir de la surpression avec celles qui produisent une superposition optimale. Les valeurs de $H(t=0)$ qui sont obtenues à partir de la surpression mesurée par le capteur sont souvent supérieures aux valeurs qui produisent une superposition optimale.

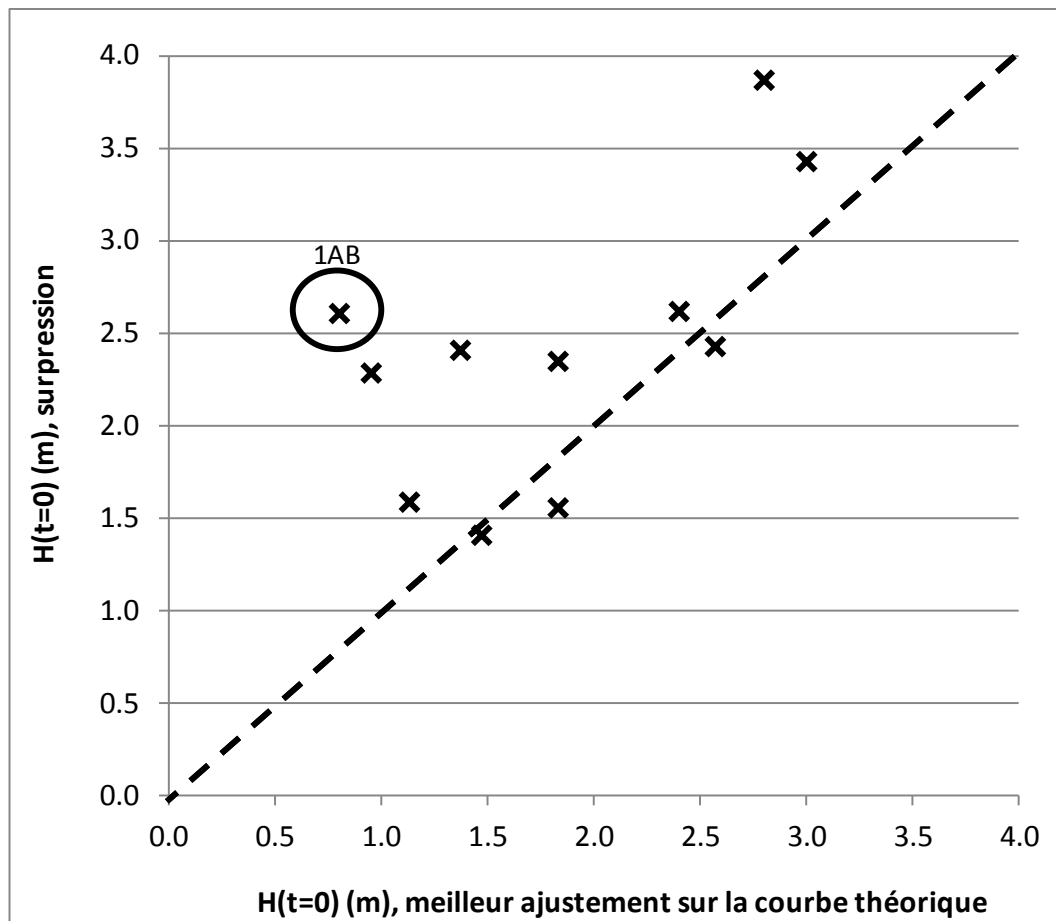


Figure 10-8 : $H(t=0)$ pour l'essai de choc hydraulique, ajustement optimal versus surpression initiale.

Les valeurs de $H(t=0)$ qui sont calculées à partir des mesures du capteur sont peu précises parce que les pressions varient très rapidement au début des essais. On peut aussi présumer que la pression maximale mesurée par le capteur est affectée par certains effets dynamiques. Pendant la première seconde de l'essai, immédiatement après l'insertion de la tige, les surpressions montrent probablement certaines variations spatiales à l'intérieur de la crépine et du massif filtrant. En raison de ces effets dynamiques, la pression maximale qui affecte l'interface entre l'argile et le massif filtrant pourrait être différente de la pression maximale qui est mesurée par le capteur.

On peut diviser en deux groupes les puits d'observation où la superposition des vitesses expérimentales sur les courbes types est plus difficile pour l'essai de choc hydraulique. Pour le premier groupe (1AB, 4AH et 5AB), la vitesse de dissipation de la surpression est très rapide au début de l'essai, mais les vitesses qui sont associées à la fin de l'essai peuvent quand même être interprétées à l'aide de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002), ou du graphique adimensionnel des vitesses. Avec le deuxième groupe de puits d'observation (1AH, 2AB, 3AH, 3AB, 4AB, 7AB et 9AB), la dissipation des surpressions est très rapide et il est impossible d'utiliser le graphique des vitesses pour interpréter les résultats. Comme avec les essais où la superposition est très bonne, les essais de choc hydraulique moins bien réussis sont reproductibles. Pour un puits d'observation donné, la surpression est proportionnelle au volume de tige inséré, et les courbes de dissipation de la surpression se ressemblent d'un essai à l'autre. Les causes probables de l'écart entre les courbes expérimentales et théoriques pour les puits où les résultats de l'essai de choc hydraulique sont moins convaincants seront abordées à la section 10.4.

Pour les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm, les résultats de l'annexe 10 indiquent que 17 essais sur 43 produisent des graphiques adimensionnels qui se situent entre la droite représentant un matériau parfaitement rigide et la courbe type pour $\alpha = 5 \times 10^{-4}$. C'est le cas de l'exemple du puits 6AH à la figure 10-7. Pour les essais où la courbure est très faible, la valeur du paramètre α est très peu précise. La valeur de $\alpha = 1 \times 10^{-4}$ qui a été assignée aux essais qui se situent dans cette région du graphique adimensionnel des vitesses est un peu arbitraire. En théorie, cette région comprend l'ensemble des courbes types pour des valeurs du paramètre α entre 0 et 5×10^{-4} .

Pour certains essais à niveau variable, la superposition est moins bonne. C'est le cas de l'essai dont le graphique des vitesses est présenté à la figure 10-1 (puits 9AH). Il est possible que la superposition soit affectée par la durée des essais qui, dans certains cas, ne permet pas d'atteindre

un rapport $H/H(t=0)$ suffisamment faible ($H/H(t=0) < 0,25$). Comme la figure 10-1 le démontre, les graphiques adimensionnels incomplets sous-estiment la courbure et la valeur du paramètre α . Une valeur de $\alpha = 1 \times 10^{-2}$ a été assignée à l'essai du puits 9AH à la figure 10-1.

Pour certains essais à niveau variable, le nombre de points sur le graphique des vitesses est insuffisant pour appliquer la méthode du graphique adimensionnel. On peut rappeler qu'en raison de la durée des essais de perméabilité, et de l'importance des corrections barométriques, les vitesses sont moins précises avec les essais à niveau variable (section 7.3). Les 22 essais dont les graphiques des vitesses comportent moins de 7 points n'ont pas été interprétés avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

Les figures 10-10 et 10-11 superposent les graphiques adimensionnels des vitesses pour tous les essais in situ dont les résultats ont été interprétés à l'aide de cette méthode. Les courbes types de la figure 10-3 ont été remplacées par des graphiques des vitesses numériques obtenus avec SEEP/W et la méthodologie de la section 4.2.2 pour deux valeurs réalistes de m_v . La première valeur réaliste de m_v provient des résultats de l'essai œdométrique ($1,50 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$, figure 8.27). La deuxième valeur provient de la moyenne de G pour la surpression initiale qui est causée par l'insertion de la tige lors des essais de choc hydraulique ($1,84 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$). Cette deuxième valeur est représentative des paramètres de rigidité liés aux phénomènes d'expansion de cavité.

Au niveau de la géométrie, des valeurs moyennes de L et D ont été utilisées ($L = 891 \text{ mm}$, $D = 85 \text{ mm}$ pour la figure 10-10 et $L = 667 \text{ mm}$, $D = 78 \text{ mm}$ pour la figure 10-11). Les valeurs de S_{inj}^* ont été calculées à partir de l'équation 5.21. On suppose donc que l'interface est libre de se déplacer. Pour l'essai de choc hydraulique, les résultats expérimentaux sont superposés sur les courbes types de la figure 10-6.

Sur les figures 10-9 et 10-10, on note que les graphiques adimensionnels pour $d = 52,5 \text{ mm}$ sont centrés sur les courbes types qui correspondent à la rigidité obtenue à partir des essais d'expansion de cavité (courbe noire continue). La courbe type qui est calculée à partir des résultats des essais œdométriques (courbe noire pointillée) surestime la courbure. Encore une fois, cette observation implique que les mêmes paramètres de rigidité peuvent être utilisés pour analyser l'expansion de la cavité du massif filtrant et le gonflement de l'argile.

En moyenne, la courbure des graphiques adimensionnels pour les essais avec $d = 12,6$ mm est plus prononcée que celle des essais avec $d = 52,5$ mm. Cette observation est cohérente avec la définition du paramètre α (équation 3.21) qui est inversement proportionnel à S_{inj} ou S_{inj}^* .

Comme pour les essais avec $d = 52,5$ mm, la valeur de m_v qui est déterminée à partir des essais œdométriques (courbe grise pointillée) surestime la courbure pour les essais avec $d = 12,6$ mm. Pour les puits d'observation dont le rapport $L/D > 9$, il semble que la courbure des graphiques des vitesses avec $d = 12,6$ mm soit plus faible que celle des courbes types obtenues en utilisant la valeur de m_v applicable aux essais d'expansion de cavité (courbe grise continue). Toutefois, le nombre d'essais réalisés avec le montage de la figure 7-19 n'est pas suffisant pour conclure que la courbure mène à des valeurs de $m_v < 1,84 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$ avec $d = 12,6$ mm.

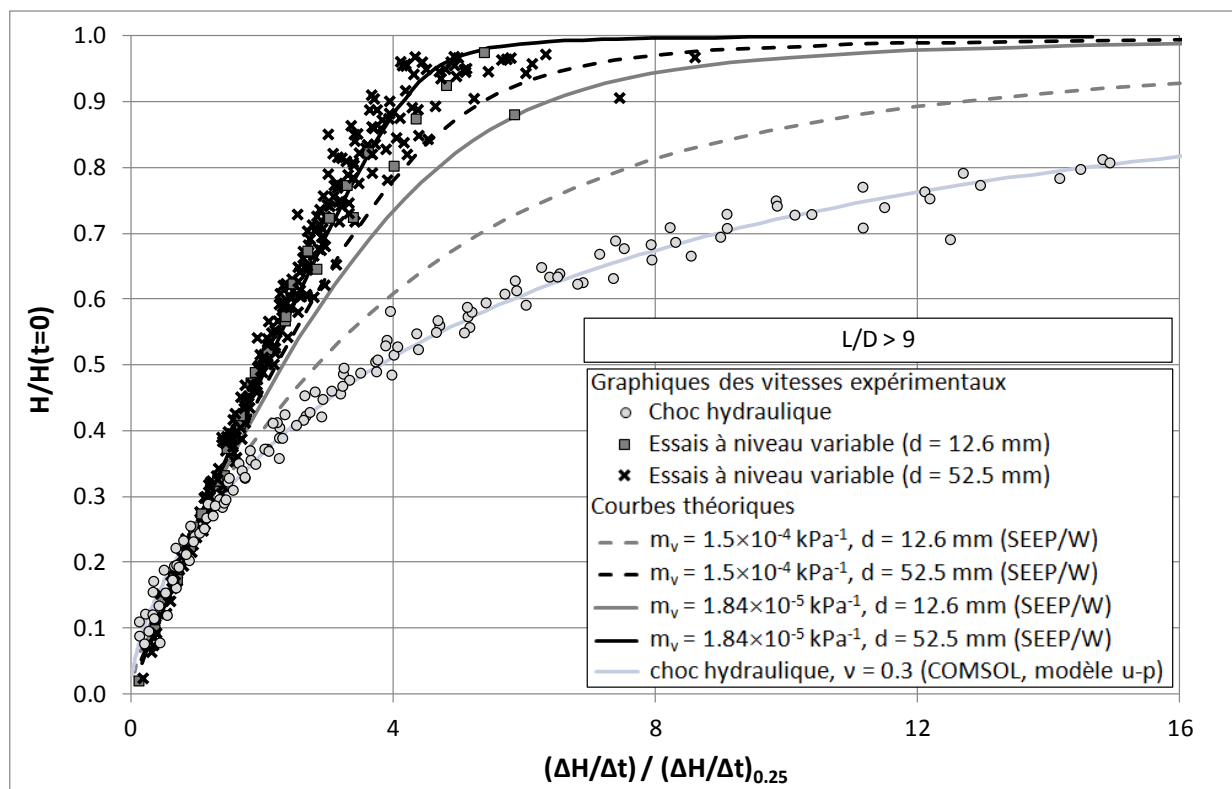


Figure 10-9 : Sommaire des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentales pour les essais avec $L/D > 9$.

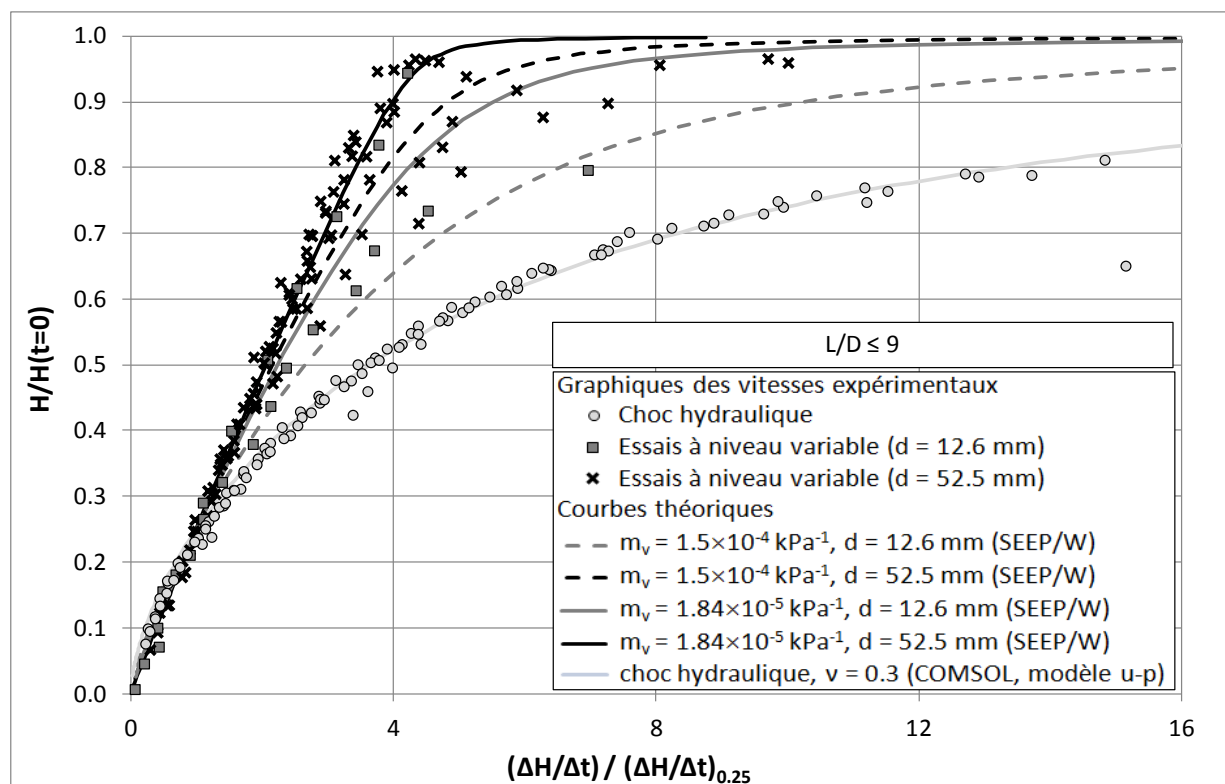


Figure 10-10 : Sommaire des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentales pour les essais avec $L/D \leq 9$.

La figure 10-11 présente la distribution des valeurs de m_v qui ont été obtenues pour les essais à niveau variable à partir de la courbure des graphiques des vitesses et des valeurs de α . La distribution des valeurs de m_v est représentée graphiquement à l'aide d'un diagramme en boîte. Les trois traits horizontaux du rectangle donnent les quartiles de m_v . L'extrémité des lignes verticales (les moustaches) donne les valeurs maximum et minimum de ce paramètre. La distribution des valeurs de m_v pour les essais à niveau variable est comparée avec les distributions qui ont été obtenues pour les essais œdométriques réalisés avec l'argile échantillonnée au niveau des 17 massifs filtrants (méthode de la pente du domaine surconsolidé), et avec la suppression initiale des essais de choc hydraulique en supposant $\nu = 0,3$.

Trois conclusions principales peuvent être tirées des résultats la figure 10-11. Premièrement, les valeurs de m_v qui ont été obtenues à partir des essais à niveau variable couvrent presque trois ordres de grandeur. En terme de module M , la rigidité couvre une gamme de valeurs allant de 1,4 à 580 MPa. À titre de comparaison, les valeurs de σ'_p , un paramètre qui a été corrélé à la rigidité

au chapitre 6, varie de 180 à 580 kPa, soit un facteur 3 d'écart entre les valeurs minimum et maximum. Les valeurs de m_v qui proviennent des essais à niveau variable sont donc très peu précises, voire inutilisables. Cette observation appuie une des conclusions de Gibson (1963) : les essais à niveau variable ne permettent pas d'évaluer m_v avec précision.

Deuxièmement, la médiane des valeurs de m_v pour les essais à niveau variable ($1,67 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$) correspond presque exactement à la médiane des valeurs de m_v obtenues à partir de la surpression due à l'insertion de la tige lors des essais de choc hydraulique ($1,63 \times 10^{-5} \text{ kPa}$). Encore une fois, cette observation confirme que l'expansion de la cavité du massif filtrant et le gonflement du sol sont contrôlés par les mêmes paramètres de rigidité.

Troisième, l'essai œdométrique sous-estime la rigidité de l'argile dans le domaine surconsolidé. Une valeur médiane de $m_v = 1,48 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ est obtenue à la figure 10-11.

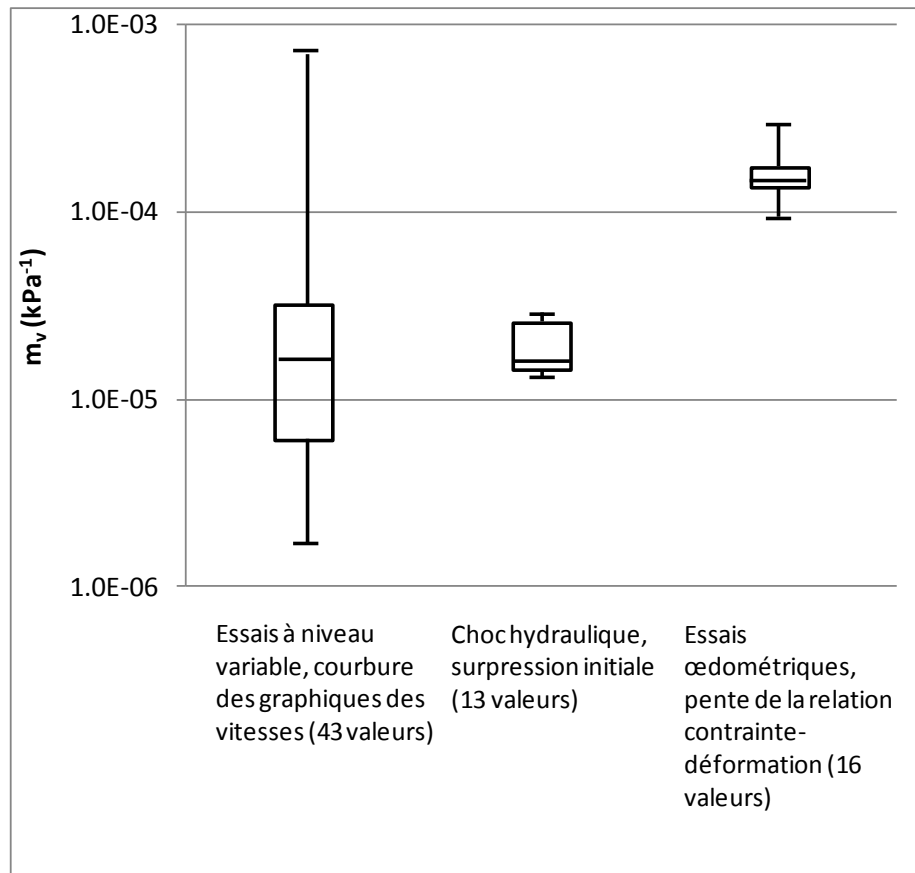


Figure 10-11 : Distribution des valeurs m_v pour des essais de perméabilité in situ à niveau variable et les essais du chapitre 8.

On observe une faible corrélation entre les moyennes géométriques de M pour les essais à niveau variable réalisés dans chaque puits d'observation, et les valeurs moyennes de G qui ont été calculées à partir de la surpression initiale des essais de choc hydraulique. Cette corrélation est présentée à la figure 10-12. Les moyennes géométriques de M pour les essais de perméabilité in situ sont un peu moins variables que les mesures individuelles de m_v qui ont été présentées à la figure 10-11. Les valeurs de M de la figure 10-12 couvrent toutefois près de deux ordres de grandeur. Elles sont encore une fois très peu précises.

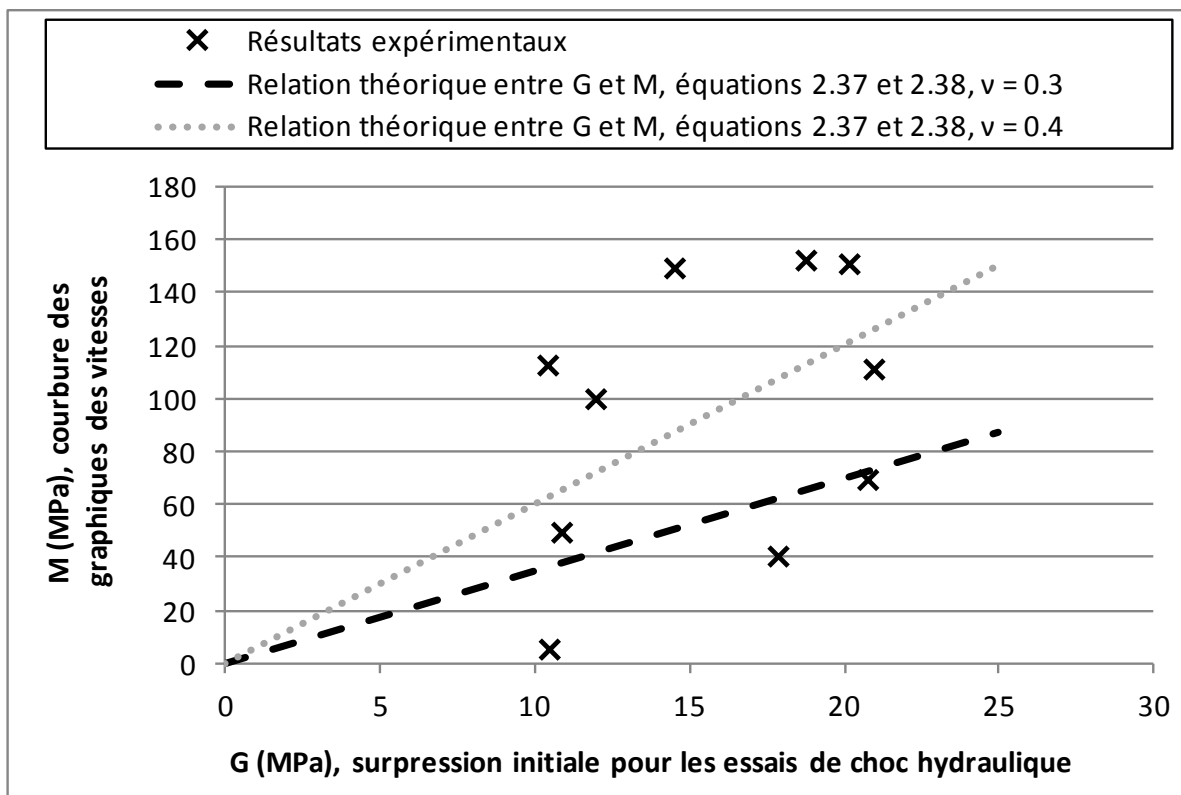


Figure 10-12 : Comparaison des paramètres M et G pour les essais à niveau variable et les essais de choc hydraulique.

La figure 10-12 montre les droites théoriques qui établissent le lien entre les paramètres M et G à partir du coefficient de Poisson (équations 2.37 et 2.38). Des droites pour $\nu = 0,3$ et $0,4$ ont été tracées. Les valeurs expérimentales de M et G correspondent davantage à la relation théorique qui est donnée par $\nu = 0,4$. Toutefois, la figure 10-12 ne permet pas vraiment de conclure quoi que ce

soit par rapport à la valeur de ν . Il est possible que l'écart entre les valeurs expérimentales de M et celles qui sont données par la droite qui correspond à $\nu = 0,3$ soit dû à un léger biais entre les paramètres de rigidité des essais de perméabilité à niveau variable et ceux des essais de choc hydraulique, comme c'est le cas avec l'essai œdométrique. L'écart pourrait aussi être causé par l'imprécision des valeurs de M pour les essais de perméabilité à niveau variable.

10.2.2 Valeurs de conductivité hydraulique

Pour les essais à niveau variable, un écart négligeable est observé entre les valeurs de K pour l'application classique de la méthode du graphique des vitesses, et pour la méthode du graphique adimensionnel telle que présentée à la section 10.1.1. Le rapport moyen entre les valeurs de K pour la méthode du graphique adimensionnel et la méthode de Chapuis et al. (1981) est de 0,99. La figure 10-13 compare les valeurs de K pour ces deux méthodes. Comme une portion importante du graphique des vitesses est approximativement linéaire avec les essais à niveau variable, le premier facteur du membre de droite de l'équation 10.1 n'est que très peu influencé par le choix de la méthode d'interprétation. Le tableau 10-1 indique que le facteur de correction ($cS_{inj}^*/c_{0,25}S_{inj}$) modifie quant à lui la valeur de K par moins de 10 %.

Pour l'essai de choc hydraulique, un écart substantiel est observé entre les valeurs de K données par les méthodes de Chapuis & Cazaux (2002) et du graphique adimensionnel des vitesses. La figure 10-14 compare les résultats de ces deux méthodes d'interprétation. En moyenne, la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) produit des valeurs de K qui sont plus élevées que celles de la méthode du graphique adimensionnel par un facteur 2,0. Cet écart est semblable au facteur 2,5 qui sépare les résultats de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002), et la moyenne géométrique de K pour les essais à niveau variable de la figure 9-7.

Trois facteurs contrôlent l'écart entre les valeurs de K pour les méthodes de Chapuis & Cazaux (2002), et du graphique adimensionnel des vitesses. Premièrement, en fonction du rapport L/D , le facteur de correction $c/c_{0,25}$ (équation 10.5) diminue la valeur de K de 10 à 20 % pour la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. Deuxièmement, comme les graphiques des vitesses ne sont pas linéaires, le premier facteur du membre de droite de l'équation 10.5, un facteur qui dépend surtout de l'inverse de la pente du graphique des vitesses, varie avec

la méthode d'interprétation. La figure 10-15 compare les pentes effectives qui sont utilisées avec les deux méthodes d'interprétation pour un essai de choc hydraulique réalisé dans le puits 8AC le 7 juillet 2010. La pente est généralement plus élevée avec la méthode du graphique adimensionnel (trait pointillé) par rapport à la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) (trait continu). Cette pente plus élevée produit une valeur de K plus faible pour la méthode du graphique adimensionnel. Troisièmement, les deux méthodes d'interprétation emploient des valeurs différentes de $H(t=0)$. La valeur de $H(t=0)$ influe directement sur le résultat de l'équation 10.5 et sur la valeur de S_{inj}^* (équation 10.6). Dans les deux cas, les valeurs de $H(t=0)$ qui sont en moyenne plus élevées avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) (figure 10-8) devraient mener à des valeurs de K plus faibles avec cette méthode. Ce n'est pas le cas selon les résultats de la figure 10-14. Par conséquent, ce sont surtout la pente effective et le facteur de correction $c/c_{0.25}$ qui mènent à des valeurs de K plus faibles pour la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

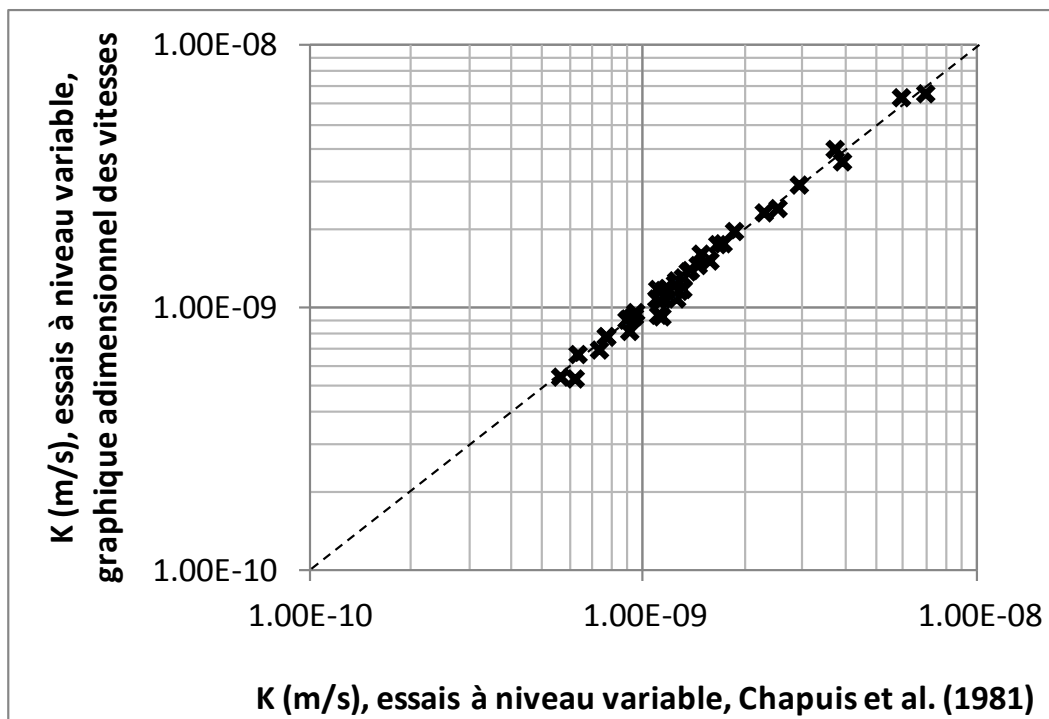


Figure 10-13 : Valeurs de K pour les essais à niveau variable, méthode du graphique adimensionnel versus graphique des vitesses standard.

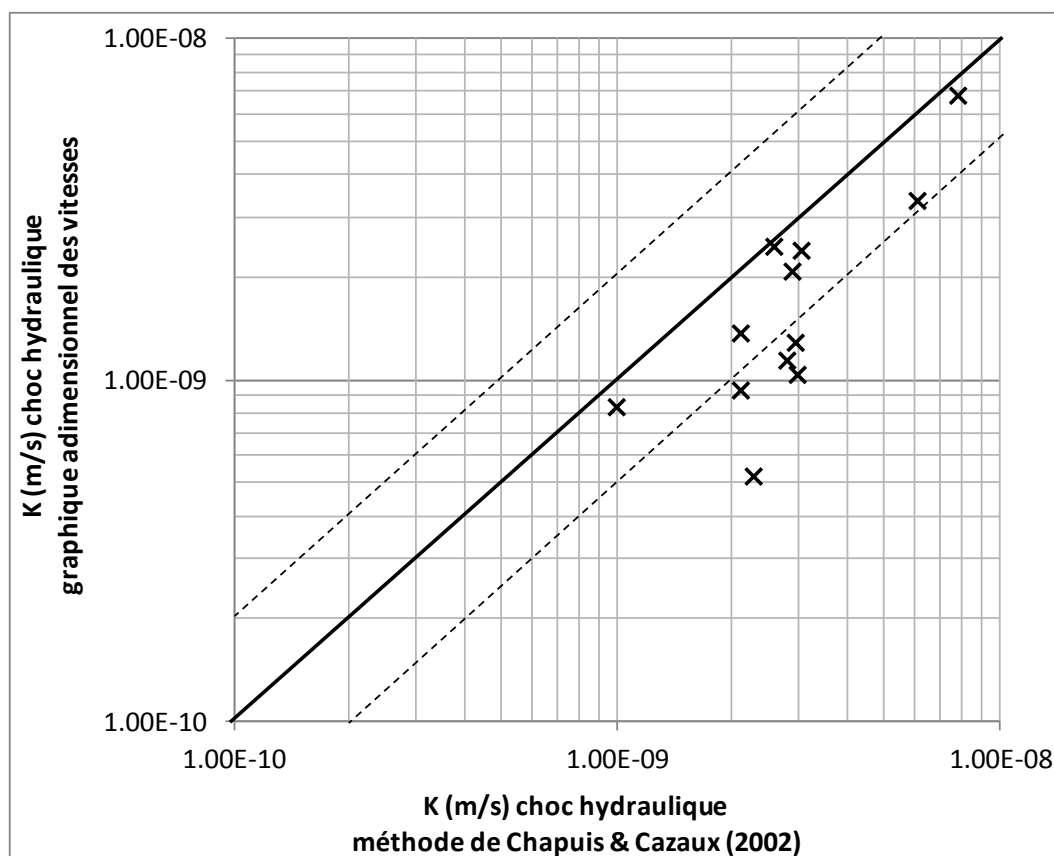


Figure 10-14 : Valeurs de K pour les essais de choc hydraulique interprétés avec les méthodes du graphique adimensionnel des vitesses et de Chapuis & Cazaux (2002).

La figure 10-16 compare la moyenne géométrique des valeurs de K pour les essais à niveau variable interprétés avec la méthode classique du graphique des vitesses, et les valeurs de K pour les essais de choc hydraulique interprétés avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. On constate que la corrélation observée à la figure 10-16 est meilleure que celle qui a été montrée à la figure 9-7 pour la méthode de Chapuis & Cazaux (2002). De plus, la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ne surestime pas systématiquement K comme c'est le cas avec la méthode de Chapuis & Cazaux (2002).

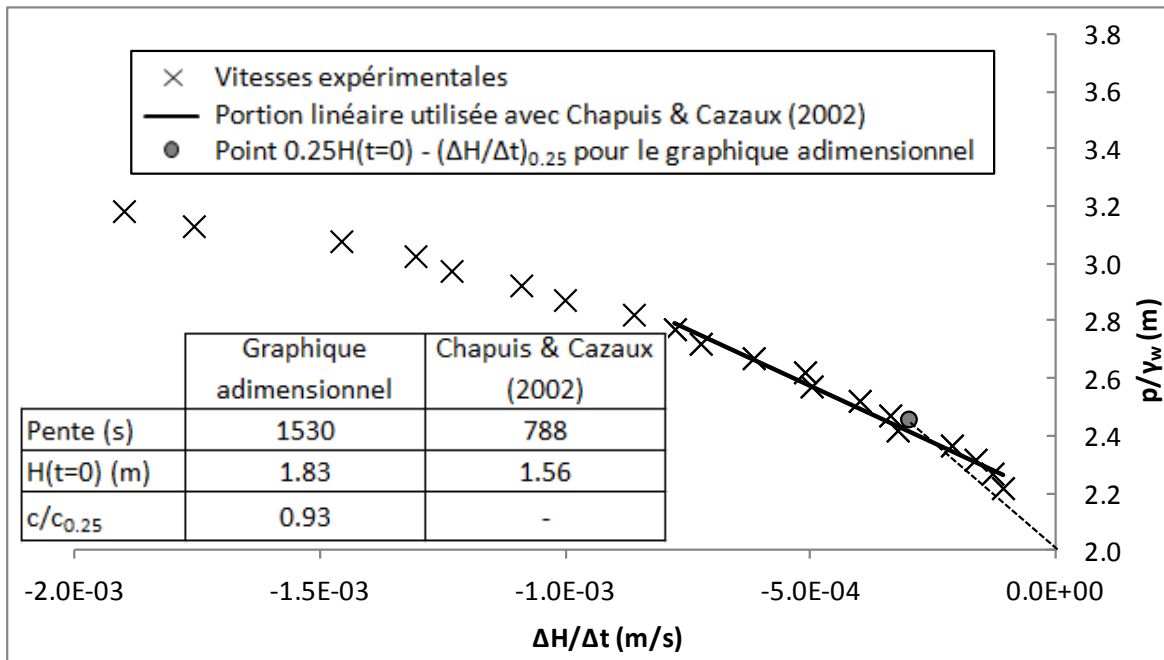


Figure 10-15 : Origine de l'écart entre les valeurs de K pour les méthodes du graphique adimensionnel des vitesses et de Chapuis & Cazaux (2002).

Sur la figure 10-16, un seul essai de choc hydraulique présente un résultat dont l'écart avec la moyenne géométrique des valeurs de K pour les essais à niveau variable est supérieur à un facteur 2. Cet essai a été réalisé dans le puits 1AB, un puits d'observation dont les résultats des essais de choc hydraulique peuvent être interprétés à l'aide des méthodes présentées dans cette thèse, mais où la dissipation de la surpression est initialement plus rapide que ne le prédit la théorie. Pour tous les puits où les graphiques adimensionnels des vitesses suivent les courbes types (2AH, 5AH, 6AH, 6AB, 7AH, 8AC et 9AH), l'écart entre les valeurs de K des essais à niveau variable et celles du graphique adimensionnel des vitesses est inférieur à un facteur 2.

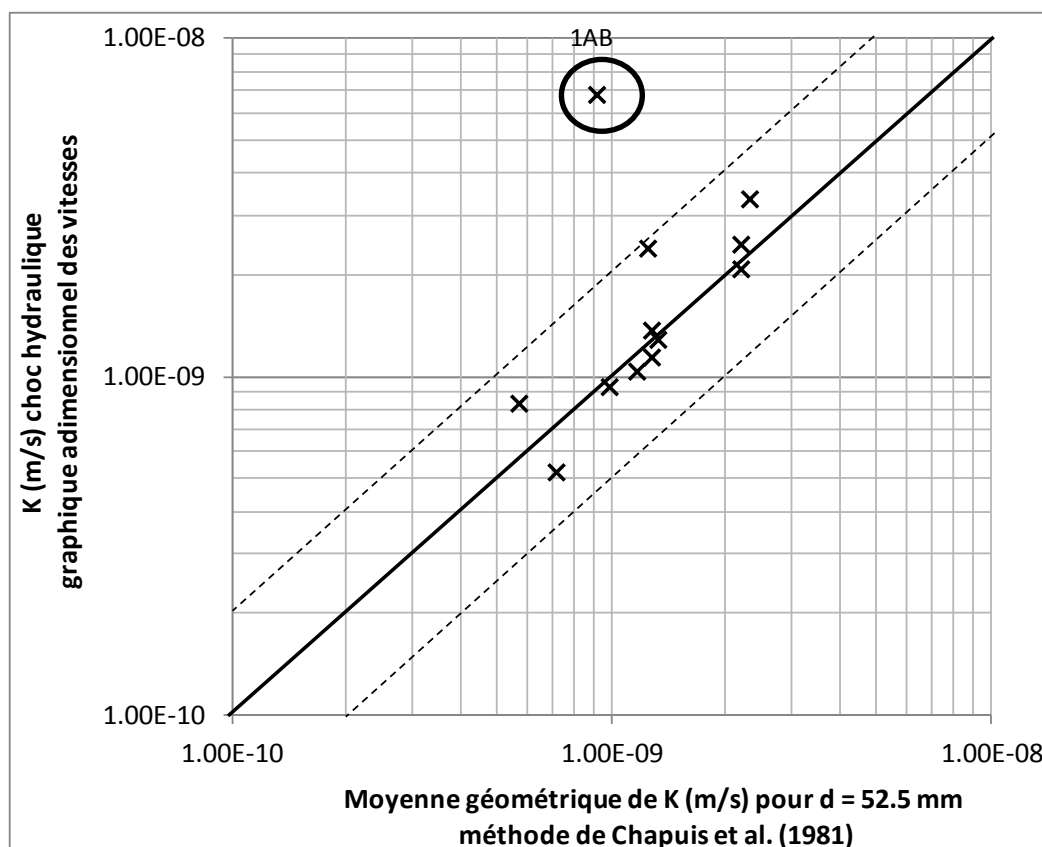


Figure 10-16 : Moyennes géométriques de K pour les essais à niveau variable et résultats des essais de choc hydraulique interprétés avec la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

10.3 Rayon d'influence des essais de perméabilité et effets d'échelle

Les résultats expérimentaux des chapitres 8 et 9, et les résultats numériques du chapitre 5, peuvent être combinés pour estimer le rayon d'influence des essais in situ. Le volume de sol sondé (V) par chacun des essais utilisés dans cette thèse peut être calculé à partir de ce rayon d'influence. Cette information permettra de mettre en perspective les distributions statistiques de K qui ont été présentées au chapitre 9.

Le tableau 10-2 donne une appréciation du volume de sol testé par chacun des essais utilisés dans cette thèse.

Tableau 10-2 : Volume d'argile testé et durée des différents types d'essais de perméabilité.

Type d'essai	V (m ³)	Durée
Essais à niveau variable en cellule œdométrique	$6,3 \times 10^{-5}$	1 à 3 jours
Essais à niveau variable en cellule triaxiale	$3,4 \times 10^{-4}$	1 à 3 jours
Essais in situ de choc hydraulique ($\alpha = 0,286$)	$4,8 \times 10^{-2}$	1 heure
Essais in situ à niveau variable ($d = 12,6$ mm, $\alpha = 6,5 \times 10^{-3}$)	$7,7 \times 10^{-1}$	2 jours
Essais in situ à niveau variable ($d = 52,5$ mm, $\alpha = 3,8 \times 10^{-4}$)	$1,4 \times 10^0$	plus de 28 jours

Pour les essais de perméabilité en laboratoire, le volume de sol testé correspond au volume moyen des spécimens.

Pour les essais de perméabilité in situ à niveau variable, les valeurs du paramètre α ont été calculées à partir de la moyenne de L (0,838 m) et D (0,0835 m), et en supposant que $m_v = 1,84 \times 10^{-5}$ kPa⁻¹. Rappelons que cette valeur moyenne de m_v est obtenue à partir de la surpression initiale des essais de choc hydraulique en supposant que $\nu = 0,3$, et que cette valeur de m_v est en accord avec la courbure des graphiques des vitesses expérimentales pour les essais à niveau variable (figures 10-9 et 10-10). Pour $d = 12,6$ et 52,5 mm, l'équation 3.21 donne $\alpha = 6,5 \times 10^{-3}$ et $3,8 \times 10^{-4}$.

Avec l'essai de choc hydraulique, on suppose que l'interface argile - massif filtrant est libre de se déplacer et que $\nu = 0,3$. Le paramètre α prend alors une valeur de 0,286, et ce peu importe la valeur de m_v .

On suppose que le volume de sol testé par les essais de perméabilité in situ est délimité par r_{\max} , la distance maximale de propagation de l'équipotentielle $0,1H(t=0)$ sur un plan horizontal qui passe par le centre du massif filtrant.

Pour les essais à niveau variable, les valeurs moyennes du paramètre α ont été substituées dans la relation entre le rapport $2r_{\max}/D$ et α qui a été présentée à la figure 5-19. Pour $L/D = 12$, on obtient respectivement $r_{\max} = 0,666$ et 0,905 m pour les essais avec $d = 12,6$ et 52,5 mm. On

suppose que la zone d'influence a la forme d'un ellipsoïde de révolution dont les demi-axes sont $L/2$ et r_{\max} . Le volume d'argile testé est alors donné par l'expression $2/3\pi L r_{\max}^2$.

Pour les essais de choc hydraulique, la valeur de r_{\max} est estimée à partir de la figure 5-20. Sur cette figure, pour $\alpha = 0,286$, r_{\max} vaut approximativement $D/2 + 0,1$ m. On suppose que la zone d'influence a la forme d'un cylindre de longueur L et de rayon $r_{\max} = 0,142$ m.

Les volumes de sol testés qui sont présentés au tableau 10-2 vont de $6,3 \times 10^{-5} \text{ m}^3$ pour l'essai œdométrique, à $1,4 \text{ m}^3$ pour les essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm. Les essais de laboratoire sont associés à des valeurs de V beaucoup plus faibles que les essais in situ. Même l'essai de choc hydraulique, un essai de courte durée, teste un volume de sol 140 fois plus grand que celui qui est testé par les essais de perméabilité en cellule triaxiale.

Pour les essais in situ, la valeur de V n'est pas proportionnelle à la durée des essais. Les essais de choc hydraulique (durée d'une heure) sondent un volume de sol qui est seulement 30 fois plus faible que celui des essais à niveau variable avec $d = 52,5$ mm (durée de plus d'un mois, plus de 720 heures). Pour les essais à niveau variable, la valeur de V double entre les essais avec $d = 12,6$ mm et ceux avec $d = 52,5$ mm. Les essais avec $d = 12,6$ mm sont toutefois 20 fois plus courts.

Même si les essais de choc hydraulique sondent un volume significatif de sol, ces essais sont plus affectés par le remaniement de l'argile lors de l'installation des puits que les essais à niveau variable. La valeur de r_{\max} pour les essais de choc hydraulique indique qu'ils sondent le sol à une distance maximale de 10 cm de l'interface argile - massif filtrant. Quant à eux, les essais à niveau variable sondent le sol jusqu'à une distance supérieure à 60 cm de l'interface. On doit garder en tête que ces distances maximales supposent un rayon d'influence qui coïncide avec la position la plus éloignée de l'équipotentielle $0,1H(t=0)$. En délimitant la zone d'influence à l'aide d'une différence de charge adimensionnelle plus élevée, par exemple $0,25H(t=0)$, les valeurs de V pour tous les essais in situ diminueraient.

La figure 10-17 présente les valeurs de K_{moy} et σ_K , les paramètres des distributions log-normales de K pour les deux couches d'argile et les différents types d'essai, en fonction de la valeur de V . Les valeurs de σ_K sont données entre parenthèses près des marqueurs. Pour les essais triaxiaux et œdométriques, les paramètres K_{moy} et σ_K ont été présentés aux figures 9-23 et 9-24. Contrairement aux distributions montrées à la figure 9-22, les distributions statistiques de K pour les essais à niveau variable avec $d = 12,6$ et $52,5$ mm ont été traitées séparément à la figure

10-17. Par conséquent, les distributions associées à $V = 1,4 \text{ m}^3$ sur la figure 10-17 ne sont basées que sur les valeurs de K provenant des essais à niveau variable avec $d = 52,5 \text{ mm}$.

Pour la couche du haut, les résultats des essais de choc hydraulique et des essais à niveau variable avec $d = 12,6 \text{ mm}$ ont été combinés. La valeur de K_{moy} pour ces essais est illustrée à l'aide d'une droite horizontale qui relie les valeurs moyennes de V pour ces deux essais. Pour l'essai de choc hydraulique, les résultats de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses ont été utilisés.

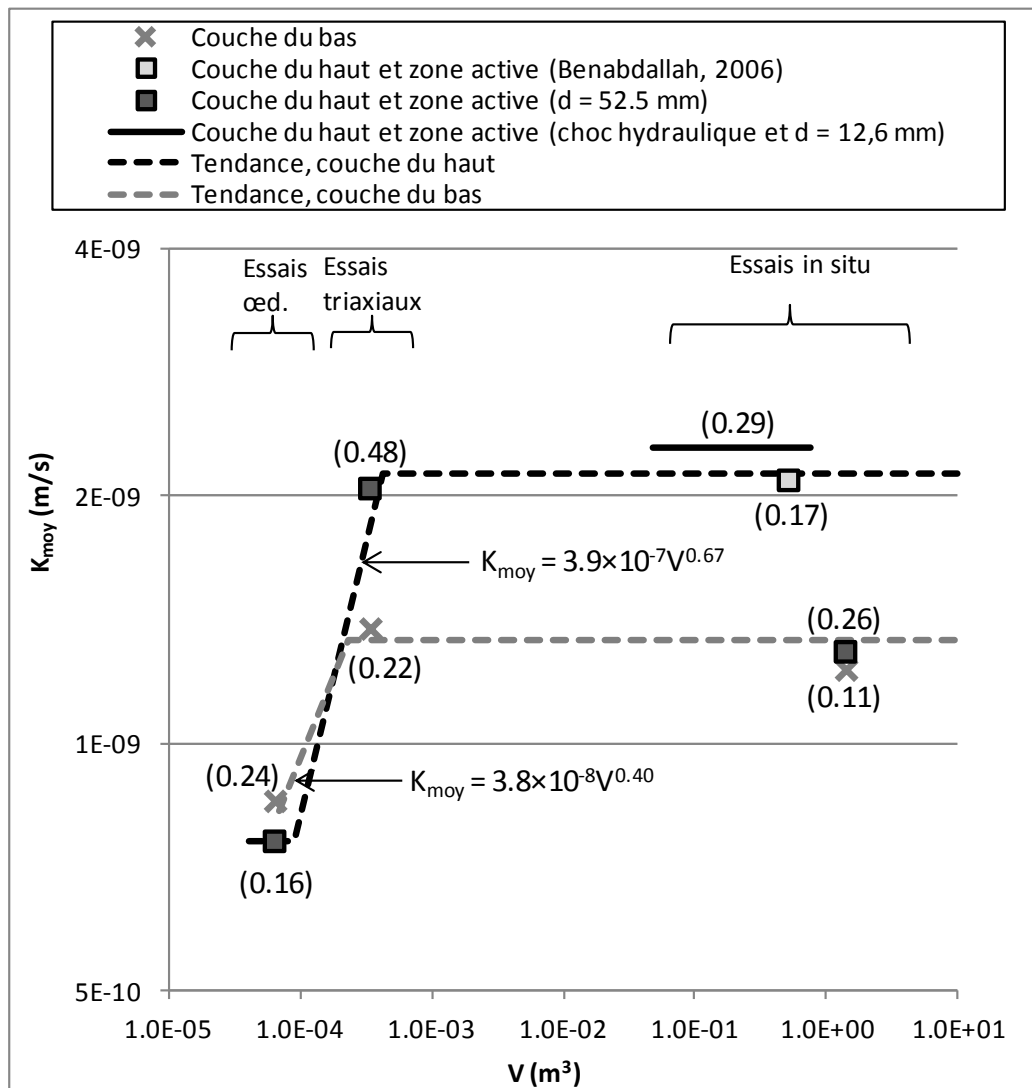


Figure 10-17 : Valeurs de K_{moy} et σ_K selon V pour chaque type d'essai de perméabilité.

Les nombres entre parenthèses donnent σ_K en terme de logarithme décimal.

Pour la couche du bas, les résultats des essais de choc hydraulique et des essais à niveau variable avec $d = 12,6$ mm ne sont pas montrés à la figure 10-17. À la section 10.4, on constatera que l'essai de choc hydraulique donne de moins bons résultats dans les puits plus profonds, ceux qui sondent la couche du bas. Comme on dispose de peu de résultats dans cette couche pour ces deux essais, le nombre de valeurs de K n'est pas suffisant pour obtenir une distribution représentative de K .

À la figure 10-17, les résultats de la couche du bas sont identifiés à l'aide de marqueurs "x" gris. On constate que les valeurs de σ_K pour cette couche sont relativement faibles, surtout pour les essais in situ (0,11 cycle logarithmique). Les valeurs plus élevées de σ_K pour les essais œdométriques et triaxiaux (respectivement 0,24 et 0,22 cycle logarithmique), et l'écart entre les valeurs de K_{moy} pour ces deux essais, montrent l'existence d'un effet d'échelle associé à des hétérogénéités dont la taille est de l'ordre du centimètre ou du décimètre. La valeur de K augmente avec V . Quand le volume testé atteint celui des spécimens de l'essai de perméabilité triaxial, la valeur de K plafonne. Pour la couche du bas, les essais à niveau variable ($d = 52,5$ mm) donnent une valeur de $K_{\text{moy}} = 1,23 \times 10^{-9}$ m/s qui s'apparente à celle des essais triaxiaux ($K_{\text{moy}} = 1,38 \text{ m/s} \times 10^{-9}$).

Ici, il est important de rappeler que l'effet d'échelle qui sépare les valeurs de K des essais œdométriques et triaxiaux est probablement magnifié par le biais lié à l'installation des spécimens d'argile dans l'anneau de l'œdomètre, et par l'effet de la contrainte de confinement sur l'ouverture des fissures (voir la section 9.3). Il est difficile d'installer un spécimen d'argile fragilisé par des micro-fissures dans l'anneau de l'œdomètre. Les essais de perméabilité en cellule œdométriques sont réalisés avec des contraintes de confinement supérieures à celles qui sont employées lors des essais triaxiaux. Ces contraintes de confinement élevées réduisent l'ouverture des micro-fissures.

Les valeurs de K_{moy} pour la couche du haut sont identifiées à l'aide de marqueurs carrés. Dans cette couche, les essais œdométriques produisent une valeur de K_{moy} qui est plus faible que celle de la portion inférieure du dépôt. Ce résultat est en accord avec les formules de prédiction qui ont été présentées à la section 9.5. La valeur plus élevée de w_L dans le haut du dépôt est associée à une surface spécifique plus importante et à une matrice moins perméable.

La log-variance de K est plus élevée dans la couche du haut, surtout pour les essais triaxiaux et les essais in situ. L'écart entre les valeurs de K_{moy} pour les essais œdométriques et triaxiaux

indique, comme pour la couche du bas, l'existence d'un effet d'échelle. Par rapport à la couche du bas, les valeurs de σ_K dans le haut du dépôt d'argile sont plus faibles pour l'essai œdométrique, et plus élevées pour les essais de perméabilité en cellule triaxiale et les essais à niveau variable. Cette variabilité plus grande pour les essais qui sondent un volume d'argile plus grand laisse croire que les hétérogénéités et les fissures qui causent les effets d'échelle dans la partie supérieure du dépôt ont une plus grande taille que celles de la couche du bas, une taille de l'ordre du décimètre ou du mètre.

On peut remarquer que la variabilité de la perméabilité à grande échelle, celle qui est caractérisée par le paramètre σ_K des essais in situ, n'est pas liée à la variabilité des paramètres qui sont utilisés pour prédire K , par exemple w_L et e . Les propriétés géotechniques qui sont mesurées en laboratoire avec des spécimens de petite taille, comme w_L et e , sont plus variables dans la couche du bas (voir la figure 8-4 et l'annexe 8). On observe la même tendance avec le pourcentage passant à $2\ \mu\text{m}$ (figure 8-3) et la densité des grains (figure 8-13). Même si w_L et e sont plus variables dans la couche du bas, c'est dans la couche du haut que les variations de K à grande échelle sont les plus importantes. Cette observation confirme que ce sont les hétérogénéités et les micro-fissures qui contrôlent la perméabilité à grande échelle.

Contrairement à ce qui est observé pour la portion inférieure du dépôt, dans la couche du haut, les valeurs de K_{moy} ne tendent pas vers une valeur constante lorsque V augmente. Les essais in situ à niveau variable ($d = 52,5\ \text{mm}$) produisent des valeurs de K_{moy} qui sont plus faibles que celles des essais de perméabilité en cellule triaxiale (figure 10-17). On peut donner trois explications principales à cette observation (voir aussi la section 9.3).

Premièrement, le nombre de valeurs indépendantes de K pour les essais à niveau variable est faible. Les différents essais qui sont exécutés dans un même puits ne fournissent pas des valeurs indépendantes de K . Par conséquent, les essais à niveau variable de la couche du haut ne donnent en réalité que 9 valeurs de K pour les 9 puits dont le massif filtrant est installé dans la couche du haut ou dans la zone active (en incluant le puits 6AH). Ce petit échantillon de valeurs de K , combiné avec la valeur de σ_K qui est relativement élevée dans la couche du haut, résulte en une incertitude élevée sur K_{moy} . Pour avoir une distribution statistique de K plus représentative, un plus grand nombre de puits devraient être installés dans le dépôt d'argile, ce qui engagerait des coûts importants. C'est un des désavantages des essais in situ : ils sont relativement coûteux.

Deuxièmement, comme la nature des hétérogénéités qui contrôlent la perméabilité des deux couches d'argile est différente, il est possible que leurs puits soient affectés différemment par le remaniement lié à l'installation des puits. La revue de littérature qui a été présentée aux sections 6.5 et 7.1 indique clairement que le remaniement de l'argile Champlain nous amène à sous-estimer K . À la figure 7-3, on note qu'une partie de l'interface entre l'argile et le massif filtrant est découpée par la rotation du tubage HW. Bien que cette portion soit davantage affectée par le remaniement, elle a tout de même été incluse dans les calculs du coefficient de forme c . Si on suppose que l'écoulement à travers cette portion plus remaniée de l'interface est négligeable, on obtient des dimensions moyennes pour les massifs filtrants de $L = 0,648$ m et $D = 0,076$ m. Avec l'équation 5.1, ces dimensions donnent $c = 1,58$ m. Une valeur environ 20 % plus élevée est obtenue à partir de la moyenne des dimensions qui ont été utilisées pour calculer K dans cette thèse ($c = 1,95$ m). D'après l'équation 3.1, les coefficients de forme plus faibles qui excluent la zone remaniée produiraient des valeurs de K environ 20 % plus élevées pour les essais in situ.

Troisièmement, en raison de l'influence de la zone active, les valeurs de K dans la couche du haut ne sont pas indépendantes de la profondeur. Contrairement aux spécimens des essais triaxiaux qui ont été choisis de manière à assurer une couverture homogène des profils verticaux pour chaque site, les massifs filtrants des puits d'observation ont été installés aux tiers inférieur et supérieur du dépôt d'argile. Plusieurs massifs filtrants se retrouvent à des profondeurs similaires : l'emplacement des massifs filtrants n'est pas aléatoire. Aussi, la profondeur du centre des massifs filtrants est toujours supérieure à 3,4 m. L'installation de puits supplémentaires ayant une profondeur inférieure à 5 m pourrait contribuer à augmenter la valeur de K_{moy} pour les essais à niveau variable ($d = 52,5$ mm) dans la couche du haut. À cet effet, les résultats de cette thèse peuvent être comparés à ceux de Benabdallah (2006) qui a réalisé des essais à niveau variable dans le même dépôt d'argile. Les puits utilisés par ce dernier ont tous été installés à moins de 6,1 m de profondeur, à l'aide d'une procédure semblable à celle qui a été présentée au chapitre 7. La valeur de K_{moy} pour les essais de Benabdallah (2006) ($2,09 \times 10^{-9}$ m/s, figure 6-19) s'apparente à la valeur de K_{moy} qui a été obtenue pour les essais triaxiaux de la couche du haut dans cette thèse ($2,04 \times 10^{-9}$ m/s, figure 10-17).

L'écart entre les valeurs de K_{moy} pour les essais de perméabilité in situ à niveau variable ($d = 52,5$ mm) et les essais triaxiaux de la couche du haut est, toute proportion gardée, assez faible. Cet écart est de 0,2 cycle logarithmique (facteur 1,6). En comparaison avec la gamme de

valeurs que peut prendre K dans les sols et le roc (approximativement 10^{-16} à 10^0 m/s; Todd & Mays, 2005; Neuzil, 1994), la gamme de valeurs de K obtenue pour le dépôt de Lachenaie est peu étendue. Le faible écart entre les valeurs de K_{moy} pour les essais triaxiaux et les essais de perméabilité in situ ($d = 52,5$ mm), et l'existence des trois artéfacts décrits dans les paragraphes précédents, permettent de conclure que l'essai de perméabilité triaxial produit des valeurs de K qui sont représentatives de la perméabilité in situ pour le dépôt d'argile de Lachenaie.

La représentativité des valeurs de K qui proviennent des essais triaxiaux est en accord avec le concept de taille d'échantillon critique, un concept qui a été développé dans la littérature géotechnique. Comme il a été mentionné à la section 6.5, des spécimens de 10 à 30 cm suffisent habituellement pour obtenir une valeur de K représentative de la perméabilité in situ des aquitards (Cazaux & Didier, 2002; Benson et al., 1997; Benabdallah & Chapuis, 1997). Pour le dépôt de Lachenaie, si un nombre suffisant d'essais triaxiaux sont réalisés, des spécimens de 6 à 12 cm permettent d'obtenir une valeur représentative de K_{moy} pour les deux couches d'argile.

À la section 6.5, il a été mentionné que les effets d'échelle peuvent être décrits avec une équation de la forme $K_{\text{moy}} = CV^n$, où C et n sont des constantes. Selon ce type de relation, $\log(K_{\text{moy}})$ augmente linéairement avec $\log(V)$. En pratique, à partir d'un certain volume critique, la perméabilité est constante, elle n'augmente plus avec V .

Même si des effets d'échelle sont observés pour le dépôt d'argile de Lachenaie, l'augmentation de K avec le volume de sol testé est peu importante par rapport aux effets d'échelle qui ont été rapportés dans la littérature pour d'autres matériaux. L'écart entre les valeurs de K pour les essais œdométriques et triaxiaux indique que l'exposant n est approximativement égal à 0,5 pour le dépôt de Lachenaie (figure 10-17). Cette valeur de n est typique des matériaux poreux où les effets d'échelle sont contrôlés par les hétérogénéités (Schulze-Makuch et al., 1999). Le volume critique pour l'argile de Lachenaie est toutefois beaucoup plus faible que ceux qui ont été rapportés par ces auteurs. Schulze-Makuch et al. (1999) ont fourni 24 exemples de matériaux pour lesquels K est contrôlé par les hétérogénéités ou une double porosité. Pour l'ensemble de ces exemples, le volume critique s'étend de 1 à 1 000 000 m³. À Lachenaie, le volume critique se situe plutôt entre $6,3 \times 10^{-5}$ et $3,4 \times 10^{-4}$ m³. Il est beaucoup plus faible.

Comme le volume critique au-delà duquel K ne varie plus est censé être lié à l'hétérogénéité – plus ce volume est grand, plus l'unité hydrogéologique est hétérogène – on déduit que l'argile Champlain est un matériau relativement homogène. L'homogénéité du dépôt de Lachenaie se reflète aussi dans la variabilité des valeurs de K . Pour les différents essais de la figure 10-17, σ_K varie entre 0,11 et 0,48 cycle logarithmique. Tel que mentionné à la section 6.5, pour les 17 matériaux de la revue de littérature de Freeze (1975), les valeurs de σ_K en base 10 varient de 0,2 à 1,6. Les log-variances obtenues à Lachenaie correspondent à la limite inférieure de cette gamme.

L'information qui a été présentée aux chapitres 9 et 10 nous permet de conclure sur la valeur que prend K dans les deux couches d'argile. À l'échelle du centimètre, la perméabilité de la matrice est donnée par l'essai œdométrique. Cette perméabilité est inférieure pour la couche du haut, là où l'argile est plus plastique ($7,6 \times 10^{-10}$ m/s). Dans la couche du bas, la perméabilité de la matrice est plus variable et légèrement plus élevée ($8,5 \times 10^{-10}$ m/s). À l'échelle du mètre, la couche du haut et la zone active produisent des valeurs de K de l'ordre de $2,1 \times 10^{-9}$ m/s. Dans la couche du bas, les valeurs de K sont elles aussi plus élevées que celles de la matrice, mais dans une moindre mesure ($1,3 \times 10^{-9}$ m/s).

10.4 Sources d'erreurs pour l'essai de choc hydraulique

Pour certains puits d'observation, les essais de choc hydraulique donnent lieu à des courbes de dissipation de la pression qui suivent régulièrement les courbes types de la figure 10-6 (figure 10-18a). Pour d'autres, la dissipation des pressions est trop rapide au début des essais, puis trop lente par la suite (figure 10-18b). Pour chaque puits d'observation, les courbes de dissipation sont reproductibles. Des courbes similaires sont obtenues d'un essai à l'autre.

Plusieurs sources d'erreurs permettent d'expliquer l'écart qui est observé entre les courbes expérimentales et théoriques du graphique adimensionnel des vitesses pour certains puits.

Tout d'abord, comme on l'a vu à la section précédente, les essais de choc hydraulique sont plus susceptibles d'être influencés par le remaniement de l'argile qui est causé par l'installation des puits d'observation. Les essais de choc hydraulique sondent l'argile jusqu'à environ 10 cm de l'interface entre le sol et le massif filtrant. Il est probable que le remaniement soit plus important pour certains puits.

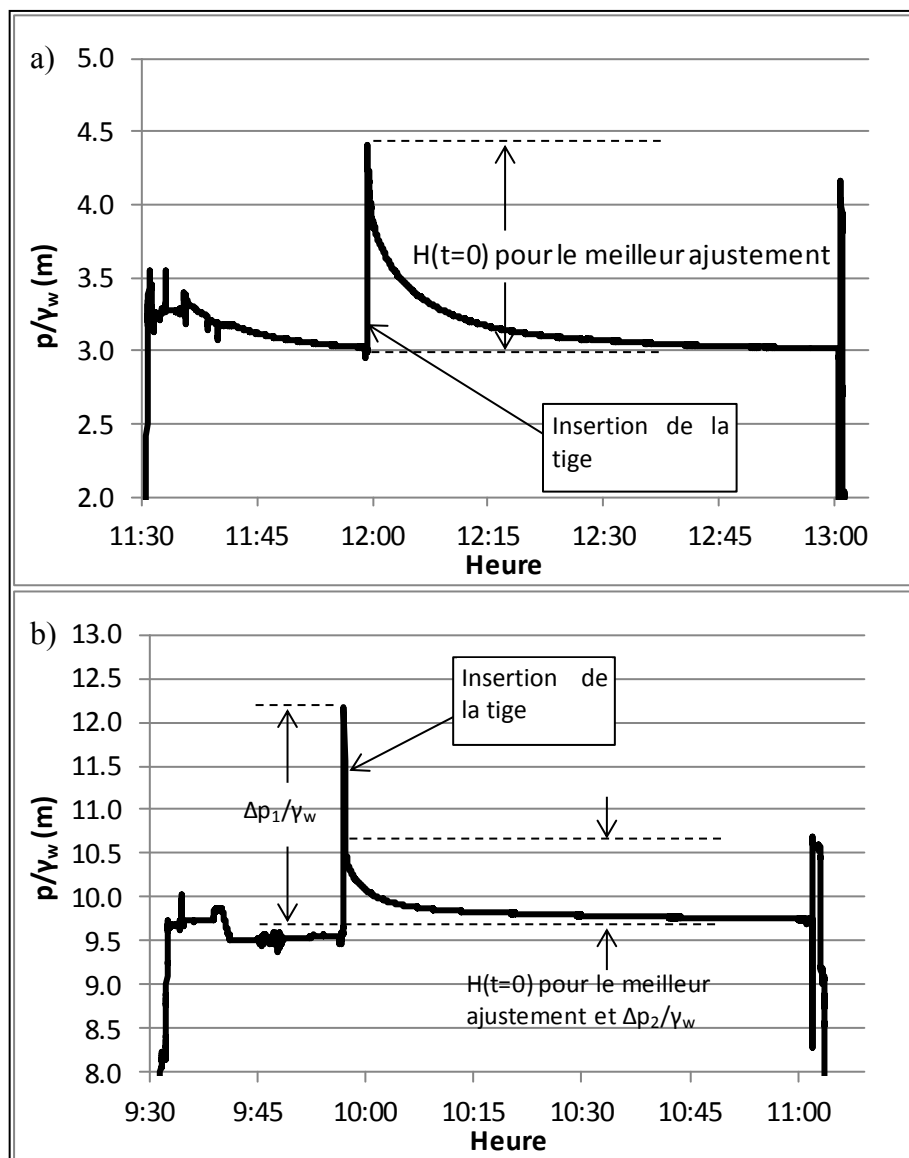


Figure 10-18 : Exemple de résultats bruts pour des essais de choc hydraulique.

a) essai réalisé dans un puits où les essais suivent bien la théorie (FP-08-09AH, 2009-10-08); b) essai réalisé dans un puits où la pression se dissipe rapidement au début des essais, mais où les résultats peuvent quand même être interprétés avec les méthodes présentées dans cette thèse (FP-06-01AB, 2011-09-07).

Ensuite, le comportement mécanique des puits d'observation a été simplifié pour la modélisation des essais de choc hydraulique avec le modèle $u-p$ au chapitre 5. Tout d'abord, le comportement mécanique du bouchon de bentonite qui assure le scellement du piézomètre (figure 7-3) n'a pas

été pris en compte pour les modèles numériques du chapitre 5. Si la bentonite est beaucoup plus compressible que l'argile, il est possible qu'elle ait une influence sur l'expansion de la cavité et le module G qui lui est associé. Les paramètres ν et m_ν pour l'expansion de cavité, et le gonflement et la consolidation de l'argile seraient alors différents. Il est cependant peu probable que le bouchon de bentonite ait un impact sur les déformations drainées en raison de la faible perméabilité de ce matériau.

Les modèles numériques du chapitre 5 négligent aussi l'influence de la zone remaniée par les opérations de forage de d'échantillonnage, zone en contact direct avec le sable filtre. Il est possible que le relâchement de la contrainte radiale lors de l'installation du puits entraîne un cisaillement partiel et un remaniement de l'argile.

Les modèles numériques négligent aussi le comportement mécanique du sable des massifs filtrants. Le problème de poussée et de butée qui permettrait de calculer la contrainte horizontale qui s'exerce à l'interface entre le sable et l'argile est complexe. L'interface qui délimite la cavité n'est pas parfaitement libre de se déplacer et l'état de contrainte initial qui s'exerce sur l'argile à l'interface est probablement différent de celui qui est donné par le modèle $u-p$ en supposant un comportement linéaire élastique pour l'argile.

Bien que les problèmes qui ont été rapportés dans les paragraphes précédents puissent influencer sur le déroulement des essais de choc hydraulique, plusieurs observations laissent croire que la présence d'une phase gazeuse dans le massif filtrant de certains puits d'observation est le principal facteur qui contrôle la qualité des résultats des essais de choc hydraulique.

Tout d'abord, on note que plusieurs puits au roc produisent du gaz à Lachenaie. Par exemple, à l'automne 2011, alors que le niveau d'eau du puits au roc 3R était près du sommet du tuyau de PVC, un flux continu de bulles de gaz a été observé à la surface de l'eau. En raison de la faible perméabilité de l'argile, les puits installés dans l'argile ne permettent pas d'observer des bulles de gaz. Toutefois, pour certains puits, par exemple le puits 4AB, on peut percevoir une odeur de gaz et de matière organique en décomposition émanant du tuyau de PVC. On sait aussi que certains dépôts d'argile Champlain produisent suffisamment de gaz pour que celui-ci soit utilisé comme source d'énergie d'appoint (Lamontagne et al., 2007).

Le portrait des propriétés géochimiques du dépôt d'argile de Lachenaie qui a été présenté à la section 8.2 appuie aussi l'hypothèse d'une production importante de gaz dans le roc et dans le bas

de la couche d'argile. Entre autres, on a rapporté que dans le bas du profil, les isotopes du carbone des ions HCO_3^- , ainsi que les concentrations extrêmes des ions HCO_3^- et SO_4^{2-} , portent la signature de la production biologique de méthane. La présence de mouchetures noires dans le bas de la couche d'argile est un autre indice de l'existence de conditions réductrices propices à la production de méthane. La teneur en matière organique plus élevée autour d'une élévation de 5 m pourrait aussi avoir favorisé la production de gaz dans le bas du profil.

L'information apportée par la caractérisation géochimique indique que les puits du bas de la couche d'argile devraient être plus influencés par la présence d'une phase gazeuse dans les massifs filtrants. Sur le terrain, on constate effectivement que les puits d'observation qui sont situés près de la surface et loin des conditions réductrices du bas du profil, ont tendance à produire des courbes de dissipation de la pression qui suivent davantage les courbes types de la figure 10-6.

La figure 10-19 montre la relation entre la qualité des essais de choc hydraulique et la profondeur du centre des massifs filtrants. On constate que les massifs filtrants qui sont situés plus en profondeur produisent des résultats moins convaincants. Lorsque la profondeur est inférieure à 10 m, 7 des 11 puits produisent des courbes de dissipation qui se conforment aux courbes types. Aucun des 5 puits dont la profondeur du massif filtrant est supérieure à 10 m ne produit de courbe de dissipation qui suit les courbes types.

La présence d'air dans les puits d'observation peut produire un régime transitoire au début de certains essais de perméabilité. Wilkinson (1968) a rapporté que le changement de volume des bulles d'air et le passage de l'air en solution peuvent induire une réponse transitoire d'une durée d'environ 20 minutes au début de certains essais à niveau variable. Comme la durée des essais de choc hydraulique est de l'ordre d'une heure, le régime transitoire qui est associé à ces phénomènes pourrait avoir une influence considérable sur le déroulement des essais.

La présence d'une phase gazeuse dans les massifs filtrants permet d'expliquer l'allure des courbes de dissipation qui ont été obtenues pour les puits où les essais de choc hydraulique suivent moins bien la théorie (figure 10-18b).

Tout d'abord, l'injection de la tige génère une surpression. En raison de cette surpression, le volume des bulles d'air contenues dans le massif filtrant (V_{gaz}) doit diminuer. Ce changement de volume peut être modélisé à l'aide de la loi de Boyle ($pV_{\text{gaz}} = \text{constante}$), mais il n'est toutefois

pas instantané. Un certain temps est nécessaire à l'écoulement du volume d'eau qui vient remplacer le volume de gaz perdu. La courte période de temps nécessaire à la variation de V_{gaz} expliquerait alors la diminution rapide de la pression qui suit le pic (figure 10-18b).

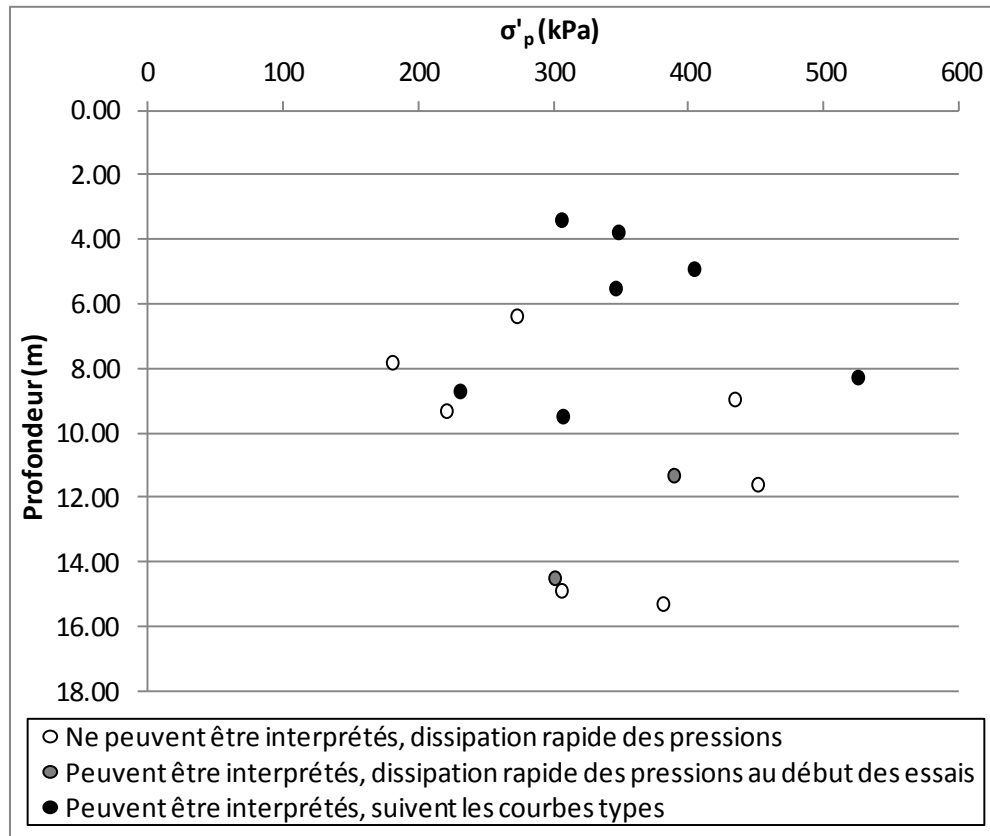


Figure 10-19 : Élévation des massifs filtrants potentiellement affectés par des problèmes de phase gazeuse.

Après la diminution rapide de la pression qui suit l'insertion de la tige, le volume de gaz contenu dans le massif filtrant augmente lentement à mesure que la surpression est dissipée. L'équation 4.29, l'équation qui a été utilisée avec le modèle u - p pour modéliser les variations du volume d'eau stocké dans le puits lors d'un essai de perméabilité, prend alors la forme suivante :

$$\Delta V_{\text{cavité}} + \Delta V_{\text{écoulement}} - \Delta V_{\text{gaz}} = 0 \quad (10.9)$$

Pour une diminution donnée de la pression, le volume qui s'écoule hors du massif filtrant ($\Delta V_{\text{écoulement}}$) doit équilibrer la diminution du volume de la cavité ($\Delta V_{\text{cavité}}$) et l'expansion des bulles d'air (ΔV_{gaz}). L'augmentation progressive de V_{gaz} contribue à augmenter la compressibilité apparente (dV/dp dans l'équation 3.23), ou la valeur virtuelle de S_{inj} dans l'équation 3.21. Si S_{inj} augmente, le paramètre α et la courbure du graphique adimensionnel des vitesses diminuent.

On ne peut pas utiliser les courbes types de la figure 10-6 si la compressibilité du gaz dans la portion isolée des puits d'observation n'est pas négligeable. Rappelons que les courbes types qui dépendent seulement de ν supposent que $\Delta V_{\text{cavité}} = -\Delta V_{\text{écoulement}}$. La compressibilité de l'eau et celle du gaz doivent être négligeables par rapport à la compressibilité qui est associée à l'expansion de la cavité du massif filtrant.

En théorie, on pourrait tenter de superposer le graphique des vitesses expérimental des essais affectés par la compressibilité du gaz sur des courbes types avec $\alpha < 0,286$, par exemple en utilisant les courbes types de la figure 5-10. En pratique, il est difficile d'obtenir une bonne superposition pour les essais réalisés dans des puits affectés par des problèmes de gaz.

On peut estimer le volume V_{gaz} contenu dans le massif filtrant des puits d'observation en utilisant la loi de Boyle. On doit supposer que la surpression maximum (Δp_1) est entièrement due à l'expansion de cavité, et que l'incrément de pression qui subsiste après la dissipation initiale (Δp_2) est dû à l'expansion de la cavité et à la compressibilité des gaz (figure 10-18b). Immédiatement après l'insertion de la tige, Δp_1 prend la valeur suivante selon la relation de Lamé :

$$\Delta p_1 = \frac{G \Delta V_{\text{tige}}}{V_{\text{cavité}}} \quad (10.10)$$

Après que le volume des bulles de gaz ait changé, Δp_2 prend la valeur suivante :

$$\Delta p_2 = \frac{\Delta V_{\text{tige}}}{\left(\frac{V_{\text{cavité}}}{G} + \frac{V_{\text{gaz}}}{p_0} \right)} \quad (10.11)$$

Où p_0 est la pression absolue au centre du massif filtrant au moment où Δp_2 est enregistré. En combinant les équations 10.10 et 10.11, on constate que le rapport $\Delta p_2/\Delta p_1$ prend la forme suivante :

$$\frac{\Delta p_2}{\Delta p_1} = \frac{\frac{V_{cavité}}{G}}{\frac{V_{cavité}}{G} + \frac{V_{gaz}}{p_0}} \quad (10.12)$$

Plus V_{gaz} est important, plus le rapport $\Delta p_2/\Delta p_1$ devrait être faible. Pour un puits dont le massif filtrant contient une quantité importante de gaz, la surpression est presque complètement dissipée au début de l'essai avec le changement de volume des gaz.

Pour l'exemple de l'essai présenté à la figure 10-18b, le rapport $\Delta p_2/\Delta p_1$ est approximativement égal à 1/3. En substituant $p_0 = 250$ kPa (25 m d'eau) dans l'équation 10.12, on obtient un volume d'air initial de 135 mL. Par conséquent, un volume d'air aussi faible que 135 mL suffit en théorie pour produire une courbe de dissipation comme celle qui a été présentée à la figure 10-18b.

Comme l'essai de choc hydraulique est plus sensible au remaniement et à la présence de gaz dans le massif filtrant, il peut être utilisé pour vérifier l'état des puits d'observation. Lorsqu'un puits est bien installé et qu'il n'est pas affecté par un problème de gaz, la courbe de dissipation suit les courbes types et elle fournit une valeur de K qui est fiable. Lorsque la surpression est dissipée très rapidement au début des essais de choc hydraulique, et que les essais de perméabilité à niveau variable qui sont réalisés dans le même puits montrent une faible perméabilité, on peut déduire que le puits est affecté par un problème de gaz, ou par un problème de remaniement de l'argile comme l'a suggéré Beaulieu (2006). La littérature comporte d'ailleurs un exemple d'application où des essais de choc hydraulique ont été utilisés pour vérifier l'influence des techniques de forage sur les valeurs de K qui sont déterminées à l'aide des essais in situ (Spane & Thorne, 1985).

En théorie, la présence d'air dans certains massifs filtrants pourrait avoir influencé le déroulement des essais à niveau variable. L'influence de la compressibilité des gaz sur ces essais est semblable à celui de l'expansion de cavité (Duhaime & Chapuis, 2008; Chapuis, 2009a). Par exemple, pour un essai à niveau descendant, en raison de l'augmentation progressive du volume des gaz dans le massif filtrant à mesure que la pression diminue, la charge hydraulique diminue moins rapidement. Les gaz contribuent donc à augmenter la valeur de S_{inj}^* . Si la valeur de S_{inj}^* augmente en raison de la présence de gaz, les essais à niveau variable devraient présenter une courbure moins prononcée, et la valeur de m_v qui est calculée à partir du paramètre α devrait être

plus faible. La présence de gaz dans le massif filtrant peut aussi réduire la valeur réelle du coefficient de forme si une partie du massif filtrant ne permet pas à l'eau d'entrer dans le sol (Chapuis, 2009a).

La figure 10-20 présente les valeurs de m_v qui ont été obtenues pour les essais à niveau variable en fonction de la qualité des essais de choc hydraulique. On constate que les valeurs de m_v sont effectivement plus faibles pour les essais réalisés dans les puits où l'essai de choc hydraulique semble indiquer la présence de gaz. Toutefois, comme ces puits sont associés au bas de la couche d'argile, il est possible que les valeurs de m_v plus faibles soient dues à la plus grande rigidité de l'argile dans cette partie du dépôt.

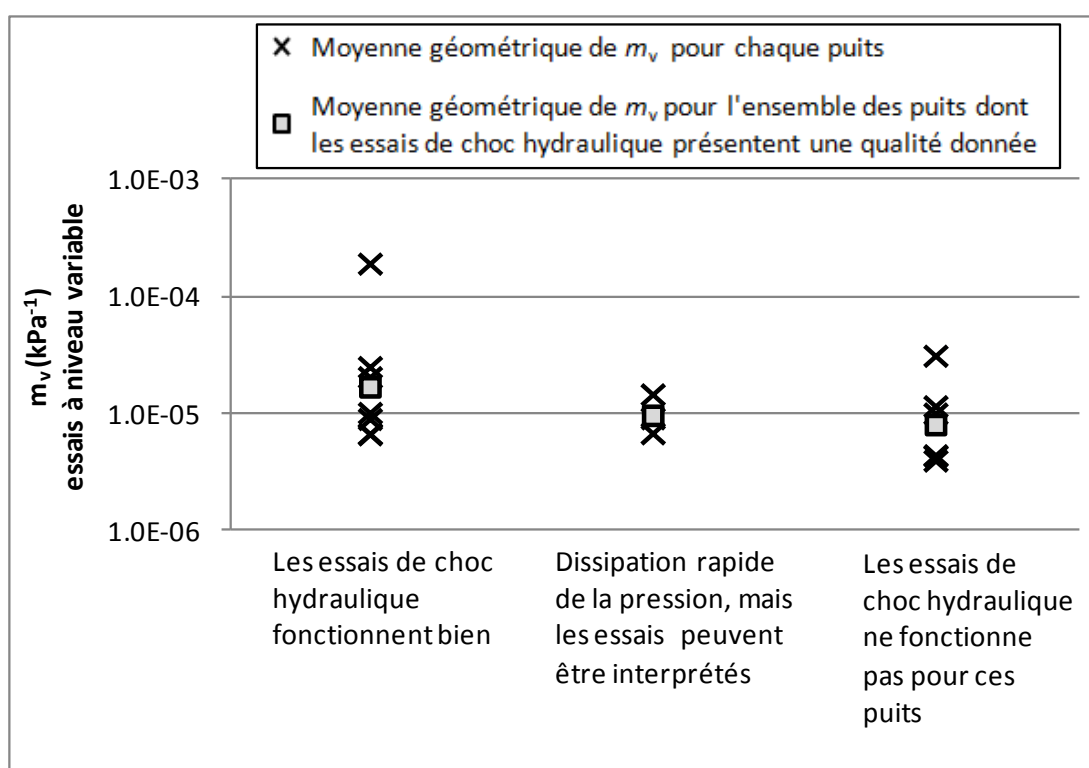


Figure 10-20 : Moyenne géométrique des valeurs de m_v déterminées à partir des essais à niveau variable en fonction de la qualité des essais de choc hydraulique.

CHAPITRE 11 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La première partie de ce chapitre permet de faire la synthèse des résultats de la thèse pour chacun des objectifs qui ont été proposés au chapitre 1. Dans la deuxième partie, on donne des pistes qui mériteraient d'être explorées pour de futurs programmes de recherche. Des recommandations sont aussi formulées quant à la méthodologie à adopter pour la réalisation des essais de perméabilité in situ.

11.1 Conclusion

Dans cette section, on passe en revue les résultats de la thèse pour chacun des objectifs qui ont été fournis en introduction.

Objectif 1 : modéliser avec la méthode des éléments finis le déroulement de différents types d'essais de perméabilité in situ dans les argiles Champlain en tenant compte des déformations.

Les logiciels SEEP/W et COMSOL ont été utilisés pour obtenir des graphiques adimensionnels des vitesses pour les essais de perméabilité réalisés dans les puits à pénétration partielle. L'allure de ces graphiques dépend du rapport L/D et de la valeur du paramètre α . Plus le paramètre α et le rapport L/D sont élevés, plus les graphiques des vitesses sont courbés. Comme le paramètre α est proportionnel au rapport m_v/S_{inj} , les graphiques des vitesses ont une courbure plus prononcée pour les essais rapides (S_{inj} faible, petit tuyau) réalisés dans les matériaux peu rigides (m_v élevé).

La comparaison des résultats du modèle $u-p$ et de l'équation de Richards simplifiée montre que l'hypothèse qui est adoptée quant aux déplacements et aux contraintes à l'interface argile - massif filtrant a souvent peu d'influence sur le résultat des simulations numériques. Si on suppose que les déplacements de l'interface sont nuls, les résultats obtenus avec le modèle $u-p$ et l'équation de Richards simplifiée sont en tous points équivalents. Si on suppose que la contrainte totale radiale à l'interface est égale à la pression d'eau, on observe une expansion de la cavité du massif filtrant qui suit la relation de Lamé. On peut tenir compte de cette expansion de cavité avec l'équation de Richards simplifiée en utilisant une valeur de $S_{inj}^* > S_{inj}$ qui tient compte de ce phénomène.

Pour les essais de choc hydraulique, si la compressibilité de l'eau et des gaz dans le massif filtrant est négligeable, les résultats du modèle $u-p$ montrent que le paramètre α ne dépend que de la valeur de v .

Les résultats du modèle $u-p$ et de l'équation de Richards simplifiée permettent aussi de calculer des coefficients de forme apparents ($c = Q/KH$) qui tiennent compte des déformations. Pour $\alpha < 10^{-2}$, ces coefficients de forme apparents tendent vers les valeurs qui sont données par l'équation de Laplace (sans déformation, équation 5.1), surtout quand le rapport $H/H(t=0)$ est entre 0,50 et 0,25. Pour $\alpha > 10^{-2}$ les valeurs du coefficient de forme apparent sont plus élevées que celles de l'équation 5.1 pour une portion importante de la durée des essais.

Objectif 2 : caractériser avec des méthodes fiables les propriétés hydrauliques et mécaniques du dépôt d'argile de Lachenaie, le dépôt étudié pour le volet expérimental du projet.

Le dépôt d'argile de Lachenaie est relativement rigide par rapport aux autres dépôts d'argile Champlain. Les propriétés géotechniques de l'argile et le modèle géologique qui a été développé dans cette thèse indiquent que la surconsolidation de l'argile de Lachenaie provient d'un épisode d'érosion.

La rigidité de l'argile de Lachenaie dépend de l'essai qui est utilisé pour la caractériser. Les essais œdométriques fournissent des valeurs de m_v applicables aux contraintes in situ qui sont beaucoup plus élevées (environ $1,5 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$) que les valeurs qui peuvent être déduites de l'analyse de la surpression initiale des essais de choc hydraulique ($1,84 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$) et d'autres essais d'expansion de cavité comme l'essai pressiométrique.

La conductivité hydraulique de la matrice a été mesurée avec des essais à niveau variable en cellule œdométrique. Elle est plus faible ($7,6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$) dans la couche d'argile du haut (argile plus plastique, élévation supérieure à 5 m) en raison de la valeur de w_L qui y est plus élevée. Dans la couche du bas (argile plus silteuse, élévation inférieure à 5 m), la conductivité hydraulique de la matrice est de $8,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$.

La conductivité hydraulique à grande échelle est supérieure à la conductivité hydraulique de la matrice. Dans les couches du haut et du bas, elle prend respectivement des valeurs moyennes de $2,1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ et $1,3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

Objectif 3 : améliorer et standardiser la méthodologie à employer pour la réalisation et l'interprétation des essais de perméabilité in situ dans l'argile.

Des protocoles détaillés sont fournis pour la réalisation des trois types d'essais in situ qui ont été utilisés dans cette thèse.

Deux macros en langage VBA qui facilitent l'interprétation des essais de perméabilité in situ sont fournies au chapitre 7 et en annexe. La première permet de générer des vitesses précises à partir d'un grand nombre de mesures de pression. La deuxième facilite l'utilisation de la méthode de Chiasson (2005).

Objectif 4 : comparer les valeurs de K et leur variabilité pour les différents types d'essais.

Les différents types d'essais de perméabilité dont les résultats ont été rapportés dans cette thèse produisent des valeurs de K qui présentent des distributions statistiques différentes.

La valeur de σ_K , un indicateur de la variabilité des mesures de K pour chaque essai, est liée à la nature et à l'importance des hétérogénéités et des micro-fissures qui contrôlent K . Dans la couche du bas, les hétérogénéités influencent surtout les valeurs de K à petite échelle. Le paramètre σ_K prend une valeur plus élevée pour les essais œdométriques (0,24 cycle logarithmique) par rapport aux essais in situ (0,11). Dans la couche du haut, les hétérogénéités influencent surtout la conductivité hydraulique à grande échelle. Les valeurs de σ_K sont plus élevées pour les essais triaxiaux (0,48) et les essais in situ (environ 0,3) par rapport aux essais œdométriques (0,16).

Les valeurs de K pour les couches d'argiles du haut et du bas présentent des effets d'échelle. Les perméabilités obtenues à partir des essais œdométriques sont systématiquement plus faibles, surtout pour la couche du haut. La taille critique des spécimens, celle qui permet d'obtenir des valeurs de K au laboratoire qui sont représentatives de la perméabilité in situ, correspond à la taille des spécimens utilisés pour les essais triaxiaux (carottes d'environ 8 cm de longueur minimum, volume de $3,4 \times 10^{-4} \text{ m}^3$). Cette taille critique est faible en comparaison avec celles qui sont rencontrées dans la littérature pour les aquifères (Shulze-Makuch et al., 1999), mais elle correspond approximativement à la taille critique qui est rencontrée dans le domaine de la

géotechnique pour les écrans d'argile compactée. L'argile de Lachenaie est donc un géomatériau relativement homogène.

Objectif 5 : améliorer les méthodes de prédiction de K pour les argiles Champlain.

Dans la forme proposée par Chapuis & Aubertin (2003), soit en utilisant $A = 0,5$, la méthode de Kozeny-Carman sous-estime la perméabilité des argiles Champlain. Avec $A = 1,1$, une meilleure corrélation est obtenue entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales de K pour la matrice.

Les travaux de cette thèse montrent que la méthode de Kozeny-Carman ne permet pas de prédire K à l'échelle du mètre pour les argiles Champlain. La perméabilité in situ est difficile à prédire, car elle dépend des hétérogénéités et des micro-fissures. Elle est moins influencée par les valeurs de w_L et de e , les paramètres qui sont utilisés pour prédire K avec le modèle de Kozeny-Carman. À Lachenaie, le modèle de Kozeny-Carman indique que la valeur de K devrait diminuer avec l'élévation. En réalité, on observe la tendance contraire en raison des effets d'échelle qui sont plus importants dans la couche du haut.

Objectif 6 : à partir des résultats du modèle numérique, développer une méthode d'interprétation qui tienne compte de la rigidité du squelette granulaire pour les essais de choc hydraulique et les essais rapides en général.

Des méthodes d'interprétation basées sur le graphique adimensionnel des vitesses ont été présentées au chapitre 10 pour les essais à niveau variable et les essais de choc hydraulique.

Pour les essais à niveau variable, le graphique adimensionnel des vitesses expérimentales est superposé sur une série de courbes types qui permettent d'estimer la valeur du paramètre α . La vitesse de normalisation $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ est obtenue par interpolation linéaire. La valeur de K est ensuite calculée avec l'équation 10.1, une équation analogue à la forme classique de la pente du graphique des vitesses (équation 3.3). Un facteur de correction qui tient compte de l'expansion de cavité et du coefficient de forme apparent est appliqué au résultat.

Pour l'essai de choc hydraulique, les valeurs de $H(t=0)$, H_0 et de $(\Delta H/\Delta t)_{0.25}$ sont ajustées de manière à ce que les graphiques adimensionnels théoriques et expérimentaux se superposent. La

valeur de K est ensuite calculée à partir de l'équation 10.5. Un facteur de correction est appliqué au résultat pour tenir compte du coefficient de forme apparent.

Objectif 7 : valider les résultats du modèle numérique en comparant les impacts théoriques et expérimentaux des déformations sur les différents types d'essais de perméabilité utilisés dans le cadre du projet.

En général, les résultats expérimentaux de la thèse valident les résultats numériques qui ont été présentés au chapitre 5.

L'allure générale des graphiques adimensionnels des vitesses expérimentaux pour les essais in situ à niveau variable se conforme à celle des courbes types. Pour le dépôt de Lachenaie, une meilleure superposition des courbes types et des graphiques des vitesses expérimentaux est obtenue en supposant $m_v = 1,84 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$. Ce paramètre de rigidité est obtenu à partir de l'analyse des surpressions qui sont enregistrées au début des essais de choc hydraulique. Les paramètres de rigidité qui décrivent l'expansion de la cavité du massif filtrant, et le gonflement et la consolidation du sol, sont donc liés.

Pour les essais à niveau variable, les valeurs de K pour la méthode du graphique adimensionnel des vitesses diffèrent très peu de celles qui sont obtenues avec la forme classique du graphique des vitesses. Comme les valeurs de m_v déduites de la courbure des graphiques adimensionnels sont très peu précises, cette méthode a peu d'intérêt pour l'interprétation des essais à niveau variable. Pour ces essais, la méthode de Chiasson (2005) et la forme classique du graphique des vitesses donnent des résultats fiables.

Les résultats des essais de choc hydraulique réalisés dans les puits situés dans la partie supérieure du dépôt suivent les courbes types qui ont été obtenues numériquement. Contrairement aux essais à niveau variable, les essais de choc hydraulique gagnent à être interprétés à l'aide de la méthode du graphique adimensionnel des vitesses. Pour le dépôt de Lachenaie, la méthode Chapuis & Cazaux (2002), une méthode qui néglige le gonflement ou la consolidation de l'argile, surestime K par un facteur 2,5. Ce biais est éliminé en utilisant la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

Pour certains puits dans le bas du dépôt d'argile de Lachenaie, la présence de gaz dans le massif filtrant rend la réalisation et l'interprétation des essais de choc hydraulique difficiles. La méthode d'interprétation qui a été développée dans cette thèse suppose que la compressibilité de l'eau et des gaz dans le massif filtrant est négligeable. Ce n'est pas le cas lorsque les essais sont réalisés dans des matériaux très rigides et pour les puits dont les massifs filtrants contiennent un volume important de gaz.

11.2 Recommandations

Cette thèse rapporte plusieurs sources d'erreurs concernant la réalisation des essais de perméabilité in situ. Le tableau 11-1 fait la synthèse de ces erreurs.

Il appert que la méthode adoptée pour le forage et l'installation des puits d'observation demeure l'aspect critique de la réalisation des essais de perméabilité in situ. Le remaniement de la paroi peut mener à des valeurs de K qui sont sous-estimées par un ordre de grandeur ou plus. L'influence des déformations et les autres types d'erreurs recensés au tableau 11-1 mènent à des valeurs apparentes de K qui diffèrent des valeurs réelles par un facteur 2 ou moins. Même pour l'essai de choc hydraulique, un essai qui est particulièrement sensible aux déformations, l'utilisation de la méthode de Chapuis & Cazaux (2002) fournit des valeurs de K qui sont seulement surestimées par un facteur 2 par rapport à la méthode du graphique adimensionnel des vitesses.

Les travaux de cette thèse permettent de constater que l'essai de choc hydraulique peut fournir des valeurs précises de K , mais qu'il est très sensible à la technique utilisée pour forer et installer le puits d'observation, et à l'état du massif filtrant. L'utilisation d'un tuyau de faible diamètre fixé à un obturateur offre un meilleur compromis entre la réduction de la durée des essais, et la précision et la représentativité des valeurs de K .

Les valeurs du paramètre α et la durée probable des essais devraient toujours être vérifiées lors de la planification des essais de perméabilité in situ. Dans certains cas, le diamètre du tuyau de PVC peut être varié de manière à obtenir des essais plus rapides, ou des essais plus représentatifs de la valeur de K à grande échelle. Pour que l'effet des déformations soit négligeable, la valeur du paramètre α doit demeurer inférieure ou égale à 0,01.

Tableau 11-1 : Synthèse des sources d'erreurs étudiées dans cette thèse pour les essais de perméabilité.

Facteurs influençant la valeur de K	Influence sur K en terme de facteur d'écart	Sections de référence dans cette thèse
Effet des déformations autour d'une lanterne découpée par un tube à paroi mince, dans un forage de type non destructif	Très peu d'impact sur les essais à niveau variable. Facteur 2 d'écart pour les essais de choc hydraulique.	Chapitres 5 et sections 10.1-10.2
Température de l'eau	Écart inférieur à un facteur 1,5.	Section 2.2
Présence d'air dans le massif filtrant	Faible impact pour les essais à niveau variable. Impact important pour les essais de choc hydraulique.	Section 10.4
Variations saisonnières de la charge	Écart inférieur à un facteur 1,6.	Section 9.1.2
Technique d'installation du puits, effet pariétaux	Écart qui peut être supérieur à un facteur 10.	Sections 6.5 et 7.1

Il est avantageux de combiner différents types d'essais pour un même puits. Idéalement, l'installation du puits peut être suivie d'un essai avec un tube fixé à un obturateur de manière à obtenir rapidement une valeur fiable de K . Le diamètre du tuyau fixé à l'obturateur peut être choisi pour limiter la durée de l'essai et l'impact des déformations ($\alpha \leq 0,01$). Ensuite, un essai de choc hydraulique peut être réalisé dans le même puits. L'essai de choc hydraulique permet de vérifier si le puits d'observation est bien installé. Dans des conditions idéales, cet essai fournit aussi une valeur supplémentaire de K . Finalement, un essai à niveau variable peut être lancé directement dans le tube du puits d'observation. Sur une période d'environ un mois, on peut ainsi obtenir trois valeurs de K à l'aide de trois essais différents. Pour les puits qui sont bien installés, dont le massif filtrant est saturé, et pour lesquels le remaniement est négligeable, les trois essais devraient fournir des valeurs semblables de K . Par exemple, pour le puits 8AC, les essais à

niveau variable avec $d = 52,5$ et $12,6$ mm, et les essais de choc hydraulique, fournissent respectivement des valeurs de K de $1,47 \times 10^{-9}$, $1,20 \times 10^{-9}$ et $1,25 \times 10^{-9}$ m/s.

Les essais à niveaux variables avec $\alpha \leq 0,01$ devraient toujours être interprétés à l'aide d'une combinaison des méthodes du graphique des vitesses et de Chiasson. La méthode du graphique des vitesses permet de diagnostiquer certaines pathologies des essais à niveau variable, par exemple l'influence des variations saisonnières de la charge. Quant à elle, la méthode de Chiasson est moins sensible aux erreurs de mesure des capteurs de pression. Pour les essais de choc hydraulique, il est préférable d'utiliser la méthode du graphique adimensionnel des vitesses qui a été développée dans cette thèse.

Les résultats qui ont été présentés dans cette thèse soulèvent plusieurs questions. Certaines pistes mériteraient de faire l'objet de nouveaux projets de recherche.

Tout d'abord, dans cette thèse, l'essai de choc hydraulique a été utilisé pour caractériser un seul dépôt d'argile instrumenté à l'aide de puits d'observation qui ont tous été installés de la même manière (forage non destructif, cavité découpée par un tube à paroi mince). L'essai de choc hydraulique devrait être mis à l'essai dans d'autres dépôts d'argile molle, et dans des puits dont les méthodes d'installation sont différentes. Par exemple, à l'automne 2012, des essais de choc hydraulique seront réalisés au laboratoire dans un puits installé dans une cuve d'argile molle instrumentée à l'aide de capteurs de pression (figure 11-1). On peut se demander d'une part si la surpression initiale (module G) et la valeur de σ'_p respecteront la tendance de la figure 8-31, et d'autre part si les courbes types de la figure 10-6 seront suivies.

Des essais devraient aussi réalisés pour valider l'hypothèse selon laquelle la présence de gaz dans les massifs filtrants nuit au bon déroulement des essais de choc hydraulique. Un montage a d'ailleurs été conçu pour tenter de désaérer les puits d'observations où la dissipation des pressions est rapide pour l'essai de choc hydraulique (figure 11-2). Ce montage sera mis à l'essai au cours de l'été 2012. Le logiciel COMSOL pourrait aussi être utilisé pour modéliser l'influence de la compressibilité des phases liquide et gazeuse dans les massifs filtrants. Il suffirait de modifier l'équation 4.29 et les scripts et fonctions MATLAB de l'annexe 4. Si la présence de gaz dans le massif filtrant influence véritablement l'allure des graphiques adimensionnels des vitesses de l'essai de choc hydraulique, cet essai pourrait être utilisé pour identifier les puits qui sont affectés par des problèmes de gaz. Cette technique viendrait s'ajouter à celles qui ont été proposées par

Chapuis (2009a) pour distinguer l'effet de l'expansion de cavité et de la compressibilité des gaz sur les essais de perméabilité.

L'influence des variations saisonnières de la charge sur les essais de perméabilité mériterait aussi d'être étudiée plus en détail. Dès l'automne 2012, les variations de la charge hydraulique seront mesurées avec des piézomètres à corde vibrante dans certains puits des sites expérimentaux de Lachenaie. Il sera alors possible de modéliser et d'isoler l'effet des variations de la charge hydraulique dans l'aquitard sur les essais de perméabilité. La modélisation des variations de la charge hydraulique permettra aussi de calculer des valeurs de K à grande échelle, à l'échelle du profil d'argile complet.

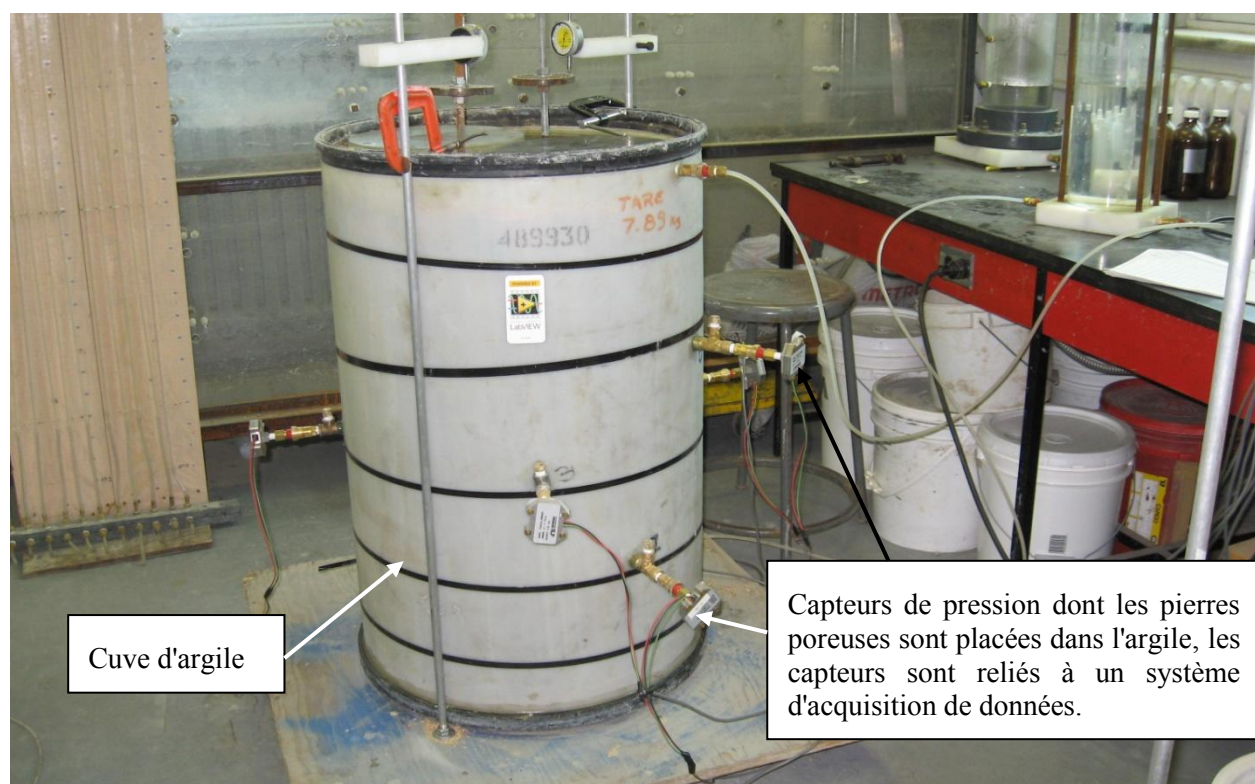


Figure 11-1 : Cuve d'argile molle pour la reproduction des essais in situ au laboratoire (août 2011).



Figure 11-2 : Montage utilisé pour la désaération des puits d'observation (site 1).

Les distributions statistiques des valeurs de K pour les différents essais offrent une autre avenue intéressante pour la recherche. Les valeurs des paramètres V , K_{moy} et σ_K de chaque essai sont liées à l'échelle et à la nature des hétérogénéités et des micro-fissures qui sont présentes dans l'argile. Le Règlement sur l'enfouissement et l'incinération des matières résiduelles (REIMR) demande seulement la réalisation d'essais de perméabilité in situ pour évaluer l'étanchéité d'une couche d'argile (ministère du Développement durable de l'environnement et des parcs, 2012). Toutefois, il est préférable de tirer profit des avantages de chaque essai. Par exemple, les essais en cellule

triaxiale sondent un volume de sol plus faible que les essais in situ, mais il sont moins coûteux que les essais in situ, et ils donnent tout de même certaines informations quant à la profondeur de la zone active. Les essais œdométriques permettent quant à eux de déterminer la perméabilité de la matrice.

Finalement, des recommandations peuvent aussi être ajoutées à celles de Benabdallah (2010) concernant l'utilisation des informations collectées à l'aide des sites expérimentaux de Lachenaie pour modéliser l'évolution de la chimie de l'eau interstitielle depuis l'épisode de la mer Champlain. Au chapitre 6, de nouveaux détails ont été ajoutés au modèle géologique visant à décrire l'histoire et la géométrie du dépôt d'argile de Lachenaie. L'étape suivante dans le développement de ce modèle serait de faire une caractérisation plus complète de la micro-paléontologie de l'argile. L'inventaire des foraminifères permettrait de corréler les propriétés géotechniques aux informations disponibles dans les modèles décrivant l'évolution du bassin de la mer Champlain (Guilbault, 1989; Rayburn et al., 2011). Un meilleur modèle géologique et une meilleure connaissance de la géométrie du dépôt permettraient de créer un modèle 3D de l'aquitard de Lachenaie avec le logiciel COMSOL. Ce modèle permettrait de compléter l'analyse de l'évolution de la chimie de l'eau interstitielle dans ce dépôt depuis l'épisode de la mer Champlain.

RÉFÉRENCES

- Al-Dhahir, Z. A., & Morgenstern, N. R. (1969). Intake factors for cylindrical piezometers tips. *Soil Science*, 107, 17-21.
- Al-Tabbaa, A., & Wood, D. M. (1987). Some measurements of the permeability of kaolin. *Géotechnique*, 37, 499-503.
- Andersson-Sköld, Y., Torrance, J. K., Lind, B., Oden, K., Stevens, R. L., & Rankka, K. (2005). Quick clay - A case study of chemical perspective in Southwest Sweden. *Engineering Geology*, 82(2), 107-118.
- Andrews, J. T. (1972). Post-glacial rebound, In *The national atlas of Canada* (pp. 35-46). Ottawa (Canada) : Canada Department of Energy, Mines and Resources.
- ASTM. (2012a). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils* (D422). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012b). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer* (D854). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012c). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading* (D2435). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012d). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)* (D2487). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012e). *Standard Test Method (Field Procedure) for Instantaneous Change in Head (Slug) Tests for Determining Hydraulic Properties of Aquifers* (D4044). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012f). *Standard test method for determining transmissivity and storativity of low permeability rocks by in situ measurements using pressure pulse technique* (D4631). West Conshohocken, PA : ASTM.
- ASTM. (2012g). *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter* (D5084). West Conshohocken, PA : ASTM.

- ASTM. (2012h). *Standard Practice for Design and Installation of Ground Water Monitoring Wells in Aquifers* (D5092). West Conshohocken, PA : ASTM.
- Atterberg. (1911). Lerornas förhållande til vatten, deras plasticitetsgränser och palsticitetsgrader. *Kungliga Lantbruksakademiens Handlingar och Tidskrift*, 50(2), 132-158.
- Babuska, I. (1973). The finite element method with Lagrange multipliers. *Numerische Mathematik*, 20, 179-192.
- Baguelin, C., Jézéquel, J. F., Lemée, E., & LeMéhauté, A. (1972). Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils. *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Engineering Division (ASCE)*, 98(SM2), 1129-1142.
- Baguelin, F., Jézéquel, J. F., & Shields, D. H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Clausthal, Allemagne : Trans Tech Publications.
- Baptiste, N. (2011). *Étude de l'influence des crépines lors d'un essai de perméabilité in situ*. M. Ing, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Bardet, J.-P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- Barros, P. L. A., & Pinto, P. R. O. (2008). Oedometer consolidation test analysis by nonlinear regression. *Geotechnical Testing Journal*, 31(1), 76-83.
- Bazergui, A., Biron, A., Bui-Quoc, T., Laberge, C., & McIntyre, G. (2002). *Résistance des matériaux* (3^e éd.). Montréal, Canada : Presses internationales Polytechnique.
- Bear, J. (1972). *Dynamics of fluids in porous media*. Mineola, NY : Dover.
- Beaulieu, C. (2006). *Essais de perméabilité et essais de choc hydraulique dans l'argile de la Mer de Champlain*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Becker, D. E., Crooks, J. H. A., Been, K., & Jefferies, M. G. (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 24(4), 549-564.
- Bekins, B. A., Matmon, D., Screaton, E. J., & Brown, K. M. (2011). Reanalysis of in situ permeability measurements in the Barbados decollement. *Geofluids*, 11(1), 57-70.

- Benabdallah, E. M. (2006). *Caractérisation de la perméabilité d'une argile sensible de Lachenaie*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Benabdallah, E. M. (2010). *Mouvement des eaux souterraines et des ions majeurs dans une argile Champlain depuis sa formation*. Ph.D., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Benabdallah, E. M., & Chapuis, R. P. (2007). Studying the influence of scale effects when computing the hydraulic conductivity of a Champlain clay. *Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference and 8th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (pp. 425-432). Ottawa, Canada.
- Benabdallah, E. M., Chapuis, R. P., & Réginski, F. (2008). L'eau interstitielle de l'argile sensible: extraction et analyse. *Proceedings of the 61th Canadian Geotechnical Conference and 9th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (pp. 1453-1458). Edmonton, Canada.
- Benson, C. H., Gunter, J. A., Boutwell, G. P., Trautwein, S. J., & Berzanskis, P. H. (1997). Comparison of four methods to assess hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(10), 929-937.
- Benson, C. H., Zhai, H., & Rashad, S. M. (1994). Statistical Sample Size for construction of Soil Liners. *ASCE - Journal of Geotechnical Engineering*, 120(10), 1704-1724.
- Berg, S. J., Hsieh, P. A., & Illman, W. A. (2011). Estimating hydraulic Parameters When Poroelastic Effects Are Significant. *Ground Water*, 49, 1-15.
- Berner, N. (2008). *Consolidation œdométrique d'argile sensible Champlain - détermination directe et indirecte de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides*. Master, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse.
- Bettess, P. (1992). *Infinite Elements*. Cleadon, Royaume-Uni: Penshaw Press.
- BFI. (1999). *Documents corporatifs*.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12(2), 155-164.

- Bishop, A. W., & Al Dhahir, Z. A. (1969). Some comparison between laboratory tests, in situ tests and full scale performance, with special reference to permeability and coefficient of consolidation. *British Geotechnical Society Conference on in situ investigations in soils and rocks* (Paper 19). Londres, Royaume-Uni.
- Bjerrum, L. (1954). Geotechnical properties of Norwegian marine clays. *Géotechnique*, 4(2), 1-69.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings of the 8th International Conference of SMFE* (Vol. 3, pp. 111-159). Moscou, Union soviétique.
- Bjerrum, L., Nash, J. K. T. L., Kennard, R. M., & Gibson, R. E. (1972). Hydraulic fracturing in field permeability testing. *Geotechnique*, 22(2), 319-332.
- Bjerrum, L., & Rosenqvist, I. T. (1956). Some experiments with artificially sedimented clays. *Géotechnique*, 6(3), 124-136.
- Bjerrum, L., & Simons, N. E. (1960). Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Research conference on shear strength of cohesive soils* (pp. 711-726). Boulder, CO.
- Bohling, G. C., & McElwee, C. D. (1992). SUPRPUMP: an interactive program for well test analysis and design. *Ground Water*, 30(2), 262-277.
- Bouchard, R., Dion, D. J., & Tavenas, F. (1983). Origine de la préconsolidation des argiles du Saguenay, Québec. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(2), 315-328.
- Bouwer, H., & Rice, R. C. (1976). A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifer with completely or partially penetrating wells. *Water Resources Research*, 27(3), 423-428.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5^e éd.). New-York, NY: McGraw-Hill.
- Brace, W. F., Walsh, J. B., & Frangos, W. T. (1968). Permeability of Granite under high pressure. *Journal of Geophysical Research*, 73(6), 2225-2236.
- Brand, E. W., & Premchitt, J. (1980). Shape factors of cylindrical piezometers. *Geotechnique*, 30(4), 369-384.

- Bredehoeft, J. D. (1965). The drill-stem test: The petroleum industry's deep-well pumping test. *Ground Water*, 3(3), 31-36
- Bredehoeft, J. D., England, A. W., Stewart, D. B., Trask, N. J., & Winograd, I. J. (1978). *Geologic Disposal of High-Level Radioactive Wastes - Earth-Science Perspectives* (Circular 779). U.S. Geological Survey.
- Bredehoeft, J. D., Neuzil, C., & Milly, P. C. D. (1983). *Regional Flow in the Dakota Aquifer: A study of the role of confining layers* (Water-Supply Paper 2237). U.S. Geological Survey.
- Bredehoeft, J. D., & Papadopoulos, S. S. (1980). Method for determining the hydraulic properties of tight formations. *Water Resources Research*, 16(1), 233-238.
- Brisebois, D., & Brun, J. (1994). La plate-forme du Saint-Laurent et des Appalaches. In M. Hocq (dir.), *Géologie du Québec* (pp. 95-120). Québec, Canada : Les Publications du Québec.
- Bromwell, L. G., & Lambe, T. W. (1968). A comparison of laboratory and field values of c_v for Boston blue clay. *Highway Research Record*, 243, 23-37.
- Brown, D. L., Narasimhan, T. N., & Demir, Z. (1995). An evaluation of the Bouwer and Rice method of slug test analysis. *Water Resources Research*, 31(5), 1239-1246.
- Brown Macpherson, J. (1967). Raised shorelines and drainage evolution in the Montréal lowland. *Cahiers de géographie du Québec*, 23, 343-360.
- Burbey, T. J., Warner, S. M., Blewitt, G., Bell, J. W., & Hill, E. (2006a). Three-dimensional deformation and strain induced by municipal pumping, Part 1: Analysis of field data. *Journal of Hydrology*, 319(1-2), 123-142.
- Burbey, T. J., Warner, S. M., Blewitt, G., Bell, J. W., & Hill, E. (2006b). Three-dimensional deformation and strain induced by municipal pumping, Part 2: Numerical Analysis. *Journal of Hydrology*, 330(3-4), 422-434.
- Burden, R. L., & Faires, J. D. (2005). *Numerical analysis* (8^e éd.). Belmont, CA : Thomson Higher Education.
- Burland, J. B. (1989). 9th Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains. *Revue canadienne de géotechnique*, 26(4), 499-516.

- Butler, J. J., Jr. (1996). Slug tests in site characterization: Some practical considerations. *Environmental Geoscience*, 3(3), 154.
- Butler, J. J., Jr. (1998). *The Design Performance and Analysis of Slug Tests*. Boca Raton, FL : Lewis Publishers.
- CAN/BNQ. (2008). Sols : détermination du coefficient de perméabilité par la méthode Lefranc (CAN/BNQ 2501-135). Ottawa, Canada : norme nationale du Canada.
- CAN/BNQ. (2012b). Sols : détermination de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de Casagrande et de la limite de plasticité (CAN/BNQ 2501-090). Ottawa, Canada : norme nationale du Canada.
- CAN/BNQ. (2012c). Sols : détermination de la limite de liquidité à l'aide du pénétromètre à cône et de la limite de plasticité (CAN/BNQ 2501-092). Ottawa, Canada : norme nationale du Canada.
- CAN/BNQ. (2012d). Sols : détermination de la limite de la résistance au cisaillement non drainé et de la sensibilité des sols cohérents à l'aide du pénétromètre à cône (CAN/BNQ 2501-110). Ottawa, Canada : norme nationale du Canada.
- Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual* (4^e éd.). Richmond, Canada : BiTech Publisher.
- Carman, P. C. (1939). Fluid flow through granular beds. *Transactions, Institution of Chemical Engineers, London*, 15, 150-166.
- Carpenter, G. W., & Stephenson, R. W. (1986). Permeability testing in the triaxial cell. *Geotechnical Testing Journal* 9(1), 3-9.
- Carslaw, H. S., & Jaeger, J. C. (1959). *Conduction of heat in solids* (2^e éd.). Oxford, Royaume-Uni : Clarendon Press.
- Carson, M. A. (1981). Influence of pore fluid salinity on instability of sensitive marine clays: a new approach to an old problem. *Earth surface processes and landforms*, 6, 499-515.
- Casagrande, A. (1958). Notes on the Design of the Liquid Limit Device. *Géotechnique*, 8(2), 84-91.

- Casagrande, A., & Fadum, R. E. (1940). Notes on soil testing for engineering purposes. *Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ.*, 268.
- Cassan, M. (1980). *Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols*. Paris, France : Eyrolles.
- Cazaux, D. (1998). Mesure et contrôle in situ de la perméabilité des matériaux utilisés dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement: État de l'art et développements. Ph.D., Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Cazaux, D., & Didier, G. (2002). Comparison between various field and laboratory measurements of the hydraulic conductivity of three clay liners. In *Evaluation and Remediation of Low Permeability and Dual Porosity Environments* (pp. 3-24). ASTM STP 1415.
- Chapuis, R. P. (1989). Shape factors for permeability tests in boreholes and piezometers. *Ground Water*, 27(5), 647-654.
- Chapuis, R. P. (1995). Filtration des sols pulvérulent et des sols fins : critères et exemples. *Vecteur Environnement*, 28(4), 19-29.
- Chapuis, R. P. (1998). Overdamped slug test in monitoring wells: review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence. *Revue canadienne de géotechnique*, 35(5), 697-719.
- Chapuis, R. P. (1999). *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Québec, Canada : Les publications du Québec.
- Chapuis, R. P. (2001). Extracting Piezometric Level and Hydraulic Conductivity from Tests in Driven Flush-Joint Casings. *Geotechnical Testing Journal*, 24(2), 209-219.
- Chapuis, R. P. (2002). The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil-bentonite and compacted clay liners. *Revue canadienne de géotechnique*, 39(2), 416-439.
- Chapuis, R. P. (2007b). Quand trop de données compliquent l'interprétation des essais de perméabilité. *Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference and 8th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (pp. 44-51), Ottawa, Canada.

- Chapuis, R. P. (2007a). *References on field permeability tests performed in boreholes and monitoring wells*. (EPM-RT-2007-04). École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada. tiré de : <http://www.polymtl.ca/biblio/epmrt/rapports/rt2007-04.pdf>.
- Chapuis, R. P. (2009a). Field variable-head test in low-permeability materials: Assessing the effects of trapped gas pocket and cavity expansion. *Revue canadienne de géotechnique*, 46(1), 81-92.
- Chapuis, R. P. (2009b). Monitoring well in a clay layer: revisiting the time lag problem. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68(3), 387-395.
- Chapuis, R. P. (2009a). Variable head permeability tests in monitoring wells: comparing the shape factor defined by Bouwer and Rice (1976) to the shape factor given by Hvorslev (1951). *Geotechnical News*, 27(1), 41-43.
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Revue canadienne de géotechnique*, 40(3), 616-628.
- Chapuis, R. P., & Cazaux, D. (2002). Pressure-pulse test for field hydraulic conductivity of soils: Is the common interpretation method adequate? *Evaluation and Remediation of Low Permeability and Dual Porosity Environments* (pp. 66-82). *ASTM STP 1415*.
- Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2002). Slug tests in a confined aquifer: experimental results in a large soil tank and numerical modeling. *Revue canadienne de géotechnique*, 39(1), 14-21.
- Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2010). Driven Field Permeameters: Reinventing the Wheel? *Geotechnical News*, 28(1), 37-42.
- Chapuis, R. P., Dallaire, V., Gagnon, F., Marcotte, D., & Chouteau, M. (2006). Falling-Head Permeability Tests in an Unconfined Sand Aquifer. *Geotechnical Testing Journal*, 30(2), 1-9.
- Chapuis, R. P., Dallaire, V., Marcotte, D., Chouteau, M., Acevedo, N., & Gagnon, F. (2005). Evaluating the hydraulic conductivity at three different scales within an unconfined sand aquifer at Lachenaie, Quebec. *Revue canadienne de géotechnique*, 42(4), 1212-1220.
- Chapuis, R. P., Duhaime, F., & Benabdallah, E. M. (2012). Monitoring well in a clay layer: the apparently static water level in the pipe and its influence during variable-head

- permeability tests. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, article sous presse.
- Chapuis, R. P., & Gill, D. E. (1989). Hydraulic anisotropy of homogeneous soils and rocks : influence of the densification process. *Bulletin of the International Association of Enginneering Geology*, 39, 75-86.
- Chapuis, R. P., Paré, J. J., & Lavallée, J. G. (1981). In situ variable head permeability tests. *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 401-406). Stockholm, Suède.
- Chapuis, R. P., & Sabourin, L. (1989). Effects of installation of piezometers and wells on groundwater characteristics and measurements. *Revue canadienne de géotechnique*, 26(4), 604-613.
- Chapuis, R. P., Soulié, M., & Sayegh, G. (1990). Laboratory modelling of field permeability tests in cased boreholes. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(5), 647-658.
- Chapuis, R. P., & Wendling, G. (1991). Monitoring wells: measurement of permeability with minimal modification of groundwater. *Revue canadienne de génie civil*, 18(5), 871-875.
- Chiasson, P. (2005). Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners. *Revue canadienne de géotechnique*, 42(1), 79-90. doi:10.1139/t04-068
- Clark, I., & Fritz, P. (1997). *Environmental Isotopes in Hydrogeology*. Boca Raton, FL : Lewis.
- Clark, T. H. (1972). *Région de Montréal* (Rapport géologique 152). Ministère des richesses naturelles, Service de l'exploration géologique.
- Claveau-Mallet, D. (2008). *Caractérisation des argiles de Lachenaie en comparaison avec les argiles Champlain en général*. Rapport de stage, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Claveau-Mallet, D., Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2010). Characterisation of Champlain saline clay from Lachenaie using the Swedish fall cone. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 1st Joint CGS/CNC-IPA Permafrost Specialty Conference* (pp. 134-141). Calagary, Canada.

- Claveau-Mallet, D., Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2012). Practical Considerations when Using the Swedish Fall Cone. *Geotechnical Testing Journal*, article sous presse.
- Cloutier, V., Lefebvre, R., Savard, M. M., Bourque, E., & Therrien, R. (2006). Hydrogeochemistry and groundwater origin of the Basses-Laurentides sedimentary rock aquifer system, St. Lawrence lowlands, Quebec, Canada. *Hydrogeology Journal*, 14(4), 573-590.
- COMSOL AB. (2011b). *COMSOL Multiphysics user's guide - version 4.2*. Stockholm, Suède : COMSOL AB.
- COMSOL AB. (2011a). *Subsurface Flow Module User's Guide - version 4.2*. Stockholm, Suède : COMSOL AB.
- Cooper, H. H. J., Bredehoeft, J. D., & Papadopoulos, I. S. (1967). Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water. *Water Resources Research*, 3(1), 263-269.
- Cronin, T. M. (1977). Champlain Sea foraminifera and ostracoda: a systematic and paleoecological synthesis. *Géographie physique et Quaternaire*, 31(1-2), 107-122.
- Cronin, T. M., Manley, P. L., Brachfeld, S., Manley, T. O., Willard, D. A., Guilbault, J. P., Rayburn, J. A., Thunell, R., & Berke, M. (2008). Impacts of post-glacial lake drainage events and revised chronology of the Champlain Sea episode 13-9 ka. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 262, 46-60.
- D'Astous, A. Y., Ruland, W. W., Bruce, J. R. G., Cherry, J. A., & Gillham, R. W. (1989). Fracture effects in the shallow groundwater zone in weathered Sarnia-area clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 26(1), 43-56.
- Dachler, R. (1936). *Grundwasserströmung*. Vienne, Autriche : Julius Springer.
- Dallaire, V. (2004). *Étude des effets d'échelle dans un aquifère alluvionnaire*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Paris, France : Dalmont.
- Dascal, O., & Larocque, G. S. (1973). Caractéristique de la compressibilité des argiles du complexe Nottaway-Broadback-Rupert (Baie James). *Revue canadienne de géotechnique*, 10(1), 41-63.

- Day, S. R., & Daniel, D. E. (1985). Field Permeability Test for Clay Liners. In *Hydraulic Barriers in Soil and Rock* (pp. 266-288). ASTM STP 874.
- De Marsily, G., Delay, F., Gonçalves, J., Renard, P., Teles, V., & Violette, S. (2005). Dealing with spatial heterogeneity. *Hydrogeology Journal*, 13, 161-183.
- Delage, P. (2010). A microstructure approach to the sensitivity and compressibility of some Eastern Canada sensitive clays. *Géotechnique*, 60(5), 353-368.
- Delage, P., & Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Revue canadienne de géotechnique*, 21(1), 21-35.
- Delay, J., Vinsot, A., Krieguer, J.-M., Rebours, H., & Armand, G. (2007). Making of the underground scientific experimental programme at the Meuse/Haute-Marne underground research laboratory, North Eastern France. *Physics and Chemistry of the Earth*, 32(1-7), 2-18.
- Demers, D., & Leroueil, S. (2002). Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. *Revue canadienne de géotechnique*, 39(1), 174-192.
- Demers, D., Robitaille, D., Potvin, J., Bilodeau, C., & Dupuis, C. (2008). La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec. *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*. Québec, Canada.
- Dennehy, K. F., & Davis, P. A. (1981). Hydrologic testing of Tight Zones in Southeastern New Mexico. *Ground Water*, 19(5), 482-489.
- Depois, É. (2005). *Hétérogénéités et effets d'échelles dans les études hydrogéologiques - application au site de Lachenaie*. Diplôme d'études supérieures spécialisées, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris, France.
- Desaulniers, D. E., & Cherry, J. A. (1989). Origin and movement of groundwater and major ions in a thick deposit of Champlain Sea clay near Montreal. *Revue canadienne de géotechnique*, 26(1), 80-89.
- Diène, M. (1989). *Mesure in situ de la perméabilité des argiles*. Ph.D., Université Laval, Québec, Canada.

- Dion, D. J. (1978). *Levé géotechnique de la région de Terrebonne - L'Assomption* (DPV-552). Ministère des Richesses Naturelles du Québec.
- Döll, P., & Schneider, W. (1995). Lab and Field Measurements of the Hydraulic Conductivity of Clayey Silts. *Ground Water*, 33(6), 884-891.
- Donovan, J. J., & Lajoie, G. (1979). Geotechnical implications of diagenetic iron sulfide formation in champlain sea sediments. *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 16(3), 575-584.
- Dougherty, D. E., & Babu, D. K. (1984). Flow to a partially penetrating well in a double-porosity reservoir. *Water Resources Research*, 20(8), 1116-1122.
- Duhaime, F., Benabdallah, E. M., & Chapuis, R. P. (2010). The geotechnical properties of a Champlain clay deposit with saline pore water in Lachenaie, Quebec. *Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference & 1st Joint CGS/CNC-IPA Permafrost Specialty Conference* (pp. 256-264). Cargary, Canada.
- Duhaime, F., Benabdallah, E. M., & Chapuis, R. P. (2012a). The Lachenaie clay deposit: some geochemical and geotechnical properties in relation with the salt leaching process. *Revue canadienne de géotechnique*, article sous presse.
- Duhaime, F., Benabdallah, E. M., & Chapuis, R. P. (2012b). The influence of seasonal head variations and clay deformation on the velocity graphs of field permeability tests *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, article soumis.
- Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2008). Evaluating the effects of clay and gas compressibility during field permeability tests. *Proceedings of the 61th Canadian Geotechnical Conference and 9th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (pp. 1459-1465), Edmonton, Canada.
- Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2009). Some numerical experiments with the finite element method to determine the shape factors for field permeability tests. *Proceedings of the 62nd Canadian Geotechnical Conference and 10th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (pp. 1302-1309). Halifax, Canada.
- Duncan, J. M. (1993). Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(9), 1333-1359.

- Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(SM5), 1629-1653.
- Dyke, A. S., Andrews, J. T., Clark, P. U., England, J. H., Miller, G. H., Shaw, J., & Veillette, J. J. (2002). The Laurentide and Innuitian ice sheets during the Last Glacial Maximum. *Quaternary Science Reviews*, 21(1-3), 9-31.
- Eden, W. J. (1960). Use of a one-point liquid limit procedure. In *Papers on soils 1959 Meetings* (pp. 168-176). ASTM STP 254.
- Eden, W. J., & Mitchell, R. J. (1970). Mechanics of landslides in Leda clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 7(3), 285-296.
- Fala, O. (2008). *Analyse des conditions d'écoulement non saturé dans les haldes à stériles*. Ph.D., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Farrar, D. M., & Coleman, J. D. (1967). The correlation of surface area with other properties of nineteen British clay soils. *Journal of Soil Science*, 18(1), 118-124.
- Feng, T. W. (2001). A linear log d - log w model for the determination of consistency limits of soils. *Revue canadienne de géotechnique*, 38(6), 1335-1342.
- Feng, T. W. (2002). Discussion on "Percussion and Cone Methods of Determining the Liquid Limit of Soils: Controlling Mechanisms" by A. Sridharan and K. Prakash. *Geotechnical Testing Journal*, 25(1), 104-105.
- Ferrandon, J. (1948). Les lois de l'écoulement de filtration. *Le Génie Civil*, 125(2), 24-28.
- Filliben, J. (1975). The probability plot correlation coefficient test for normality. *Technometrics*, 17(1), 111-117.
- Finnemore, E. J., & Franzini, J. B. (2002). *Fluid Mechanics with Engineering Applications* (10^e éd.). Boston, MA : McGraw-Hill.
- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., & Lancellotta, R. (1994). Analysis of pressuremeter holding tests. *Géotechnique*, 44(2), 227-238.
- Fisher, A. T., & Zwart, G. (1997). Packer experiments along the décollement of the barbados accretionary complex: measurements of in situ permeability. *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*. 156, 199-218.

- Fortin, A., & Garon, A. (2007). *Les éléments finis : de la théorie à la pratique*. Manuscrit inédit. Consulté le 5 septembre 2008, tiré de <http://www.giref.ulaval.ca/~afortin/elfin/elfind.pdf>.
- Fortin, A., Ouellet, D., Paradis, S., & Demers, D. (2008). Développement au ministère des transports du Québec d'un portail informatique pour l'accès à des bases de données géotechnique. *Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management*. Québec, Canada.
- Foscal-Mella, G. (1976). *Analyse minéralogique des argiles glaciaires*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Freeze, R. (1975). A stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in non-uniform homogeneous media. *Water Resources Research*, 11(5), 725–741.
- Frevert, R. K., & Kirkham, D. (1948). A field method for measuring the permeability of soil below a water table. *Proceedings of the Highway Research Board*, 28, 433-442.
- Gadd, N. R., MacDonald, B. C., & Shilts, W. W. (1972). *Deglaciation of Southern Quebec* (Paper 71-47, Map 10-1971). Commission Géologique de Canada.
- Gambolati, G., & Freeze, R. A. (1973). Mathematical simulation of the subsidence of Venice, 1, Theory. *Water Resources Research*, 9(3), 721-733.
- Garavito, A. M., De Canniere, P., & Kooi, H. (2007). In situ chemical osmosis experiment in the Boom Clay at the Mol underground research laboratory. *Physics and Chemistry of the Earth*, 32(1-7), 421-433.
- Gavrilenko, P. (2005). Hydromechanical coupling in response to earthquakes: on the possible consequences for aftershocks. *Geophysical Journal International*, 161(1), 113-129.
- Geo-Slope International Ltd. (2008). *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*. Calgary, Canada : Geo-Slope International Ltd.
- GeoBase. (2011). *Canadian Digital Elevation Data*. Consulté le 5 juillet, Tiré de <http://www.geobase.ca/geobase/en/data/cded/index.html>.
- Gibson, R. E. (1963). An analysis of system flexibility and its effect on time-lag in pore-water pressure measurements. *Géotechnique*, 13, 1-11.

- Gibson, R. E. (1966). A note on the constant head test to measure soil permeability in situ. *Géotechnique*, 16, 256-259.
- Gibson, R. E. (1970). An extension to the theory of the constant head in situ permeability test. *Géotechnique*, 20(2), 193-197.
- Gibson, R. E., & Anderson, W. F. (1961). In-situ measurement of soil properties with pressuremeter. *Civil Engineering (London)*, 56(658), 615-618.
- Globensky, Y. (1987). *Géologie des basses-terres du Saint-Laurent* (Rapport MM 85-02). Direction générale de l'exploration géologique et minérale.
- Gonçalvès, J. (2008). A slug test to assess the osmotic and hydraulic properties of argillaceous formations. *Water Resources Research*, 44(7). W07501.
- GSI Environnement. (2001a). *Étude géotechnique, agrandissement du secteur nord, lots parties 77 à 87, 90, 93, 94, 99 et 100*.
- GSI Environnement. (2001b). *Étude hydrogéologique, agrandissement du secteur nord, lots parties 77 à 87, 90, 93, 94, 99 et 100*.
- Guilbault, J.-P. (1989). Foraminiferal distribution in the central and western parts of the late pleistocene Champlain Sea basin, Eastern Canada. *Géographie physique et Quaternaire*, 43(1), 3-26.
- Guyonnet, D., Mishra, S., & McCord, J. (1993). Evaluating the volume of porous-medium investigated during slug tests. *Ground Water*, 31(4), 627-633.
- Hamouche, K. K., Leroueil, S., Roy, M., & Lutenecker, A. J. (1995). In situ evaluation of K₀ in Eastern Canada clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 32(4), 677-688.
- Haynes, J. E., & Quigley, R. M. (1978). Framboids in Champlain Sea sediments. *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 15, 464-465.
- Hazen, A. (1911). Discussion of "Dams on sand formations." by A.C. Koenig. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 73, 199-203.
- Henkel, D. J. (1960). The shear strength of saturated remoulded clays. *Research conference on shear strength of cohesive soils* (pp. 533-554). Boulder, CO.

- Herzog, B. L. (1994). Slug tests for determining hydraulic conductivity of natural geologic deposits. In *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil* (pp. 95-111). ASTM STP 1142.
- Herzog, B. L., & Morse, W. J. (1990). Comparison of Slug Test Methodologies for Determination of Hydraulic Conductivity in Fine-Grained Sediments. In *Ground Water and Vadose Zone Monitoring* (pp. 152-164). ASTM STP 1053.
- Hight, D. W., Bond, A. J., & Legge, J. D. (1992). Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Géotechnique*, 42(2), 303-347.
- Hillaire-Marcel, C. (1988). Isotopic composition (^{18}O , ^{13}C , ^{14}C) of biogenic carbonates in Champlain sea sediments. In N. R. Gadd (dir.), *The late quaternary development of the Champlain sea basin* (pp. 177-194). St. John's, Canada : Geological Association of Canada.
- Hines, W. W., Montgomery, D. C., Goldsman, D. M., & Borror, C. M. (2005). *Probabilités et statistique pour ingénieurs* (traduction). Montréal, Canada : Chenelière Éducation.
- Hoeksema, R. J., & Kitanidis, P. K. (1985). Analysis of the Spatial Structure of Properties of Selected Aquifers. *Water Resources Research*, 21(4), 563-572.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering* Englewood Cliffs, NJ : Prentice Hall.
- Hooghoudt, S. B. (1936). Bijdragen tot de kennis van eenige natuurkundige grootheden den grond, No. 4. *Verslagen van Landboowkundige Onderzoekingen*, 42(13B), 449-451.
- Hossain, D. (1995). Leakage control in long-duration testing of triaxial specimens. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(11), 810-813.
- Hsi, J. P., Carter, J. P., & Small, J. C. (1994). Surface subsidence and drawdown of the water table due to pumping. *Géotechnique*, 44(3), 381-396.
- Hsieh, P. A., Tracy, J. V., Neuzil, C. E., Bredehoeft, J. D., & Silliman, S. E. (1981). Transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks - I. Theory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(3), 245-252.

- Hubbert, M. K. (1940). The theory of ground-water motion. *Journal of Geology*, 48(8), 785-944.
- Hvorslev, M. J. (1951). *Time-lag and soil permeability in ground water observation* (Bulletin 36). Vicksburg, MS : U.S. Army Engineering Waterways Experimental Station.
- Hwang, C. T., Morgenstern, N. R., & Murray, D. W. (1971). On solutions of plane strain consolidation problems by finite element methods. *Revue canadienne de géotechnique*, 8(1), 110-118.
- Hyder, Z., Butler, J. J., Jr., McElwee, C. D., & Liu, W. (1994). Slug tests in partially penetrating wells. *Water Resources Research*, 30(11), 2945-2957.
- Hydro-Québec. (2007). *Manuel de l'inspecteur en exploration géotechnique*.
- Intera Engineering Ltd. (2011). *Descriptive Geosphere Site Model* (NWMO DGR-TR-2011-24). Société de Gestion des Déchets Nucléaires. tiré de <http://www.nwmo.ca/uploads/DGR%20PDF/Licensing/DGSM.pdf>.
- Jacob, C. E. (1950). Flow of groundwater. In H. Rouse (dir.), *Engineering Hydraulics* (pp. 321-386). New-York, NY: John Wiley & Sons.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 19-25). Wiesbaden, Allemagne
- Janbu, N. (1969). The resistance concept applied to deformations of soils. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 191-196). Mexico, Mexique.
- Jansen, K. E., Whiting, C. H., & Hulbert, G. M. (2000). *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 190, 305-319.
- Jeremic, B., Cheng, Z., Taiebat, M., & Dafalias, Y. (2008). Numerical simulation of fully saturated porous materials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(13), 1635-1660.
- Johns, R. T. (1998). Pressure solution for sequential hydraulic tests in low-transmissivity fractured and nonfractured media. *Water Resources Research*, 34(4), 889-895.

- Johnson, C. (2009). *Numerical solution of partial differential equations by the finite element method*. Mineola, NY: Dover publications.
- Jones, L. (1993). A Comparison of Pumping and Slug Tests for Estimating the Hydraulic Conductivity of Unweathered Wisconsin Age Till in Iowa. *Ground Water*, 31(6), 896-904.
- Jose, B. T., Sridharan, A., & Abraham, B. M. (1989). Log-log method for determination of preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal*, 12(3), 230-237.
- Kabbaj, M., Tavenas, F., & Leroueil, S. (1988). In situ and laboratory stress-strain relationships. *Géotechnique*, 38(1), 83-100.
- Karasaki, K. A. (1990). A systematized drillstem test. *Water Resources Research*, 26(12), 2913.
- Kayabali, K., & Tufenkci, O. O. (2010). Determination of Plastic and Liquid Limits Using the Reverse Extrusion Technique. *Geotechnical Testing Journal*, 33(1), 14-22.
- Keller, K. C., van der Kamp, G., & Cherry, J. A. (1989). A Multiscale Study of the Permeability of a Thick Clayey Till. *Water Resources Research*, 25(11), 2299-2317.
- Kelly, W. E., Nacci, V. A., Wang, M. C., & Demars, K. R. (1974). Carbonate Cementation in Deep-Ocean Sediments. *ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(GT3), 383-386.
- Kenney, T. C. (1964). Sea-level movements and geologic histories of post-glacial marine soils at Boston, Nicolet, Ottawa and Oslo. *Géotechnique*, 14(3), 203-230.
- Kihm, J. H., Kim, J. M., Song, S. H., & Lee, G. S. (2007). Three-dimensional numerical simulation of fully coupled groundwater flow and land deformation due to groundwater pumping in an unsaturated fluvial aquifer system. *Journal of hydrology*, 335(1-2), 1-14.
- Kondner, R. L. (1963). Hyperbolic stress-strain response; cohesive soils. *ASCE - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(SM1), 115-143.
- Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare leitung des wassers im boden. *Sitzungsberichte Wiener Akademie*, 136(2a), 271-306.
- Ladanyi, B. (1963). Expansion of a cavity in a saturated clay medium. *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Engineering Division (ASCE)*, 89(SM4), 127-161.

- Ladanyi, B. (1972). In-situ Determination of Undrained Stress-strain Behavior of Sensitive Clays with the Pressuremeter. *Revue canadienne de géotechnique*, 9(3), 313-319.
- Ladanyi, B., & Longtin, H. (2005). Short- and long-term sharp cone tests in clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 42(1), 136-146.
- Lafhaj, Z., & Shahrour, I. (2000). Use of the boundary element method for the analysis of permeability tests in boreholes. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 24(9), 695-698.
- Lafleur, J., Giroux, F., & Huot, M. (1987). Field permeability of the weathered Champlain clay crust. *Revue canadienne de géotechnique*, 24(4), 581-589.
- Lambe, T. W. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Research conference on shear strength of cohesive soils* (pp. 555-580). Boulder, CO.
- Lambe, T. W. (1967). Stress path method. *ASCE - Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(SM6), 309-331.
- Lamé, G. (1852). *Leçon sur la théorie mathématique d'élasticité des corps solides*. Paris, France : Bachelier.
- Lamontagne, M., Demers, D., & Savopol, F. (2007). Description et analyse du glissement de terrain meurtrier du 25 octobre 1870 dans le rang des Lahaie, Sainte-Geneviève-de-Batiscan, Québec. *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 44(7), 947-960.
- Lapierre, C., Leroueil, S., & Locat, J. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louisville clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(6), 761-773.
- La Rochelle, P., Chagnon, J. Y., & Lefebvre, G. (1970). Regional geology and landslides in the marine clay deposits of eastern Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, 7(2), 145-156.
- La Rochelle, P., & Lefebvre, G. (1970). Sampling disturbance in Champlain clays. *Sampling of Soil and Rock* (pp. 143-163). ASTM STP 483.
- La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M., & Leroueil, S. (1981). Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. *Revue canadienne de géotechnique*, 18(1), 52-66.

- Lasalle, P. (1981). *Géologie des dépôts meubles de la région Saint-Jean-Lachine* (DPV-780). Ministère des Richesses Naturelles du Québec.
- Leahy, D. (1980). *Contribution à l'étude du comportement oedométrique des argiles*. M.Sc.A., Université Laval, Québec, Canada.
- Lefebvre, G., & Grondin, G. (1978). *Étude des caractéristiques des argiles du Québec et critères d'identification des argiles extra-sensibles* (rapport DP-610). Ministère des ressources naturelles du Québec, Direction générale des mines.
- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Rahhal, M. E., Lacroix, A., Warde, J., & Stokoe, K. H. (1994). Laboratory and field determinations of small-strain shear modulus for a structured Champlain clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 31(1), 61-70.
- Lefebvre, G., Philibert, A., Bozozuk, M., & Paré, J. J. (1981). Fissuring from Hydraulic Fracture of Clay Soil. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 513-518). Stockholm, Suède.
- Lefranc, E. (1936). Procédé de mesure de la perméabilité des sols dans les nappes aquifères et application au calcul du débit des puits. *Le Génie Civil*, 109(15), 306-308.
- Lefranc, E. (1937). La théorie des poches absorbantes et son application à la détermination du coefficient de perméabilité en place et au calcul du débit des nappes d'eau. *Le Génie Civil*, 111(20), 409-413.
- Lemieux, R. (1975). *Étude en laboratoire de la consolidation des argiles du Lac Barlow-Ojibway*. M.Sc.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada.
- Leroueil, S. (1977). *Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles*. Ph.D., Université Laval, Québec, Canada.
- Leroueil, S. (1988). Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 25(1), 85-107.
- Leroueil, S. (1996). Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 534-543.

- Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L., & La Rochelle, P. (1990). Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(5), 568-579.
- Leroueil, S., Diene, M., Tavenas, F., Kabbaj, M., & La Rochelle, P. (1988). Direct Determination of Permeability Under Embankment. *ASCE - Journal of Geotechnical Engineering*, 114(6), 645-657.
- Leroueil, S., & LeBihan, J. P. (1996). Liquid limits and fall cones. *Revue canadienne de géotechnique*, 33(5), 793-798.
- Leroueil, S., Lerat, P., Hight, D. W., & Powell, J. J. M. (1992). Hydraulic Conductivity of a Recent Estuarine Silty Clay at Bothkennar. *Géotechnique*, 42(2), 275-288.
- Leroueil, S., Magnan, J.-P., & Tavenas, F. (1985). *Remblais sur argiles molles*. Paris, France: Lavoisier.
- Leroueil, S., Tavenas, F., & Le Bihan, J.-P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(4), 681-705.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Samson, L., & Morin, P. (1983). Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part II. Laboratory determination. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(4), 803-816.
- Lewis, R. W., Makurat, A., & Pao, W. K. S. (2003). Fully coupled modeling of seabed subsidence and reservoir compaction of North Sea oil fields. *Hydrogeology Journal*, 11(1), 142-161.
- Lewis, R. W., & Schrefler, B. (1978). Fully coupled consolidation model of the subsidence of Venice. *Water Resources Research*, 14(2), 223-230.
- Lewis, R. W., & Schrefler, B. A. (1998). *The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media* (2^e éd.). Chichester, Royaume-Uni : Wiley.
- Lewis, R. W., Schrefler, B. A., & Simoni, L. (1991). Coupling versus uncoupling in soil consolidation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15(8), 533-548.

- Lo, K. Y., & Stermac, A. G. (1965). Induced pore pressures during pile driving operations. *Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. II, pp. 285-289). Montréal, Canada.
- Locat, J., Bérubé, M.-A., & Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(3), 294-304.
- Locat, J., & Demers, D. (1988). Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 25(4), 799-806.
- Locat, J., Lefebvre, G., & Ballivy, G. (1984). Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, 21(3), 530-540.
- Magnan, J.-P., Bagheri, S., Brucy, M., & Tavenas, F. (1979). Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 103, 83-94.
- Malusis, M. A., Shackelford, C. D., & Olsen, H. W. (2001). A Laboratory Apparatus to Measure Chemico-Osmotic Efficiency Coefficients for Clay Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 24(3), 229-242.
- Marchand, G., & Tavenas, F. (1980). *Etude du comportement des pentes avant rupture*, (Rapport interimaire No. 1, GCT-80-01), Département de Génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Massiera, M. (1969). *Cimentation des argiles sensibles de la région Rivière aux Outardes*. M.Sc.A., École polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- Mathias, S. A., & Butler, A. P. (2007). Shape factors for constant-head double-packer permeameters. *Water Resources Research*, 43(6), W06430.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(3), 235-259.

- McElwee, C. D., Bohling, G. C., & Butler, J. J. (1995a). Sensitivity analysis of slug tests. Part 1. The slugged well. *Journal of Hydrology*, 164(1-4), 53-67.
- McElwee, C. D., Butler, J. J., Jr., Bohling, G. C., & Liu, W. (1995b). Sensitivity analysis of slug tests. Part 2. Observation wells. *Journal of Hydrology*, 164(1-4), 69-87.
- Mesri, G., & Godlewski, P. M. (1977). Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *ASCE - Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT5), 417-430.
- Mesri, G., Rokhsar, A., & Bohor, B. F. (1975). Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. *Géotechnique*, 25(3), 527-554.
- Mieussens, C., & Ducasse, P. (1977). Mesure en place des coefficients de permeabilite et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux. *Revue canadienne de géotechnique*, 14(1), 76-90.
- Miller, A. A. L., Scott, D. B., & Medioli, F. S. (1982). Elphidium excavatum (Terquem) : Ecophenotypic versus subspecific variation. *Journal of Foraminiferal Research*, 12(2), 116-144.
- ministère du Développement durable de l'environnement et des parcs. (2012). *Règlement sur l'enfouissement et l'incinération de matières résiduelles*. Consulté le 4 avril 2012, Tiré de http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=3&file=/Q_2/Q2R19.HTM.
- ministère du Développement durable de l'environnement et des parcs. (2006). *Système d'information hydrogéologique (SIH)*. Consulté le 5 juillet 2011, Tiré de <http://www.sih.mddep.gouv.qc.ca/>.
- Mitchell, J. E., Hooper, D. R., & Campanella, R. G. (1965). Permeability of compacted clay. *ASCE - Journal of the soil mechanics and foundation engineering division*, 91(4), 41-65.
- Mitchell, J. K. (1960). Fundamental aspects of thixotropy in soils. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 86(SM3), 19-52.
- Mitchell, J. K., & Houston, W. N. (1969). Causes of clay sensitivity. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM3), 845-871.

- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons.
- Mitchell, J. K., & Younger, J. S. (1966). Abnormalities in Hydraulic Flow Throught Fine-Grained Soils. In *Permeability and capillarity of soils* (pp 106-139). ASTM STP 417.
- Moench, A. F., & Hsieh, P. A. (1985). Analysis of slug test data in a well with finite-thickness skin. *17th International Congress of the IAH - Hydrogeology of Rocks of Low permeability* (pp. 17-29). Tucson, AZ.
- Morin, J. P., & Gervais, R. (1987). Settlement record of tower silos built on Champlain clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 24(4), 490-498.
- Morin, R. H., Olsen, H. W., Nelson, K. R., & Gill, J. D. (1989). Graphical method for determining the coefficient of consolidation c_v from a flow-pump permeability test. *Geotechnical Testing Journal*, 12(4), 302-307.
- Morissette, L., St-Louis, M. W., & McRostie, G. C. (2001). Empirical settlement predictions in overconsolidated Champlain Sea clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 38(4), 720-731.
- Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC). (1974). *Design Manual - Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures (DM-7)*. Washington, D.C.: Government Printing Office.
- Neuzil, C. E. (1982). On conducting the modified "slug" test in tight formation *Water Resources Research*, 18(2), 439-441.
- Neuzil, C. E. (1986). Groundwater flow in low-permeability environments. *Water Resources Research*, 22(8), 1163-1195.
- Neuzil, C. E. (1994). How permeable are clays and shales? *Water Resources Research*, 30(2), 145-150.
- Neuzil, C. E. (2000). Osmotic generation of 'anomalous' fluid pressures in geological environments. *Nature*, 403(6766), 182-184.
- Neuzil, C. E., Cooley, C., Silliman, S. E., Bredehoeft, J. D., & Hsieh, P. A. (1981). Transient laboratory method for determining the hydraulic properties of "tight" rocks - II.

- Application. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(3), 253-258.
- Niemann, W. L., & Rovey, C. W. I. (2009). A systematic field based testing program of hydraulic conductivity and dispersivity over a range in scale. *Hydrogeology Journal*, 17, 307-320.
- Novakowski, K. S. (1993). Interpretation of the transient flow-rate obtained from constant-head tests conducted in-situ in clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 30(4), 600-606.
- O'Shaughnessy, V., & Garga, V. K. (1994). The hydrogeological and contaminant-transport properties of fractured Champlain Sea clay in Eastern Ontario. Part 1. Hydrogeological properties. *Revue canadienne de géotechnique*, 31(6), 885-901.
- Occhietti, S. (1989). Géologie quaternaire de la sous-région de la vallée du Saint-Laurent et des Appalaches In R. J. Fulton (dir.), *Le Quaternaire du Canada et du Groenland*. Ottawa, Canada: Commission géologique du Canada.
- Occhietti, S., Chartier, M., Hillaire-Marcel, C., Cournoyer, M., Cumbaa, S. L., & Harington, R. (2001). Paléoenvironnements de la mer de Champlain dans la région de Québec, entre 11 300 et 9750 BP : le site de Saint-Nicolas. *Géographie physique et Quaternaire*, 55(1), 23-46.
- Olivier, M. J. (2007). *Matières résiduelles et 3RV-E* (2^e éd.). Lévis, Canada : PJB Éditeur.
- Olsen, H. W. (1985). Osmosis: a cause of apparent deviations from Darcy's law. *Revue canadienne de géotechnique*, 22(2), 238-241.
- Olson, R. E., & Daniel, D. E. (1981). Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine Grained Soils. *Permeability and Groundwater Contaminant Transport* (pp 18-64). ASTM STP 746.
- Ortega-Guerrero, A., Rudolph, D. L., & Cherry, J. A. (1999). Analysis of long-term land subsidence near Mexico City: Field investigations and predictive modeling. *Water Resources Research*, 35(11), 3327-3341.
- Osipov, V. I., Nikolaeva, S. K., & Sokolov, V. N. (1984). Microstructural changes associated with thixotropic phenomena in clay soils. *Géotechnique*, 34(2), 293-303.

- Palmer, A. C. (1972). Undrained Plane Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay: a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test. *Géotechnique*, 22(3), 451-457.
- Papadopoulos, S. S., Bredehoeft, J. D., & Cooper, H. H., Jr. (1973). On the Analysis of 'Slug Test' Data. *Water Resources Research*, 9(4), 1087-1089.
- Perez, M. (2012). *Essais de perméabilité en cellule œdométrique*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada, en préparation.
- Perez, M., Duhaime, F., & Chapuis, R. P. (2012). Application de la technique du graphique des vitesses pour l'interprétation d'essais de perméabilité à charge variable réalisés sur des cellules œdométriques. *Proceedings of the 65th Canadian Geotechnical Conference*, (8 p.). Winnipeg, Canada.
- Perret, D., Locat, J., & Leroueil, S. (1995). Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay fjord, Quebec. *Revue canadienne de géotechnique*, 32(2), 247-262.
- Poirier, S. E., DeGroot, D. J., & Ostendorf, D. W. (2004). Field Measurement of hydraulic conductivity in a clayey sand drumlin. *Proceedings of the 57nd Canadian Geotechnical Conference and 5th Joint IAH-CNC-CGS Conference* (Session 7B, pp. 1-8). Québec, Canada.
- Prakash, K., & Sridharan, A. (2006). Critical appraisal of the cone penetration method of determining soil plasticity. *Revue canadienne de géotechnique*, 43(4), 884-888.
- Qu, G., Hinchberger, S. D., & Lo, K. Y. (2009). Case studies of three-dimensional effects on the behaviour of test embankments. *Revue canadienne de géotechnique*, 46(11), 1356-1370.
- Quigley, R. M. (1980). Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective. *Revue canadienne de géotechnique*, 17(2), 261-285.
- Quigley, R. M., Gwyn, Q. H. J., White, O. L., Rowe, R. K., Haynes, J. E., & Bohdanowicz, A. (1983). Leda clay from deep boreholes at Hawkesbury, Ontario. Part I: Geology and geotechnique. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(2), 288-298.

- Quigley, R. M., Haynes, J. E., Bohdanowicz, A., & Gwyn, Q. H. J. (1985). *Geology, geotechnique, mineralogy and geochemistry of Leda clay from deep boreholes, Hawkesbury area, Prescott county* (Study 29). Ontario Geological Survey.
- Randolph, M. F., & Wroth, C. P. (1979). Analytical solution for the consolidation around a driven pile. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3(3), 217-229.
- Rat, M., Laviron, F., & Jorez, J.-C. (1970). Essai Lefranc. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, Spécial N, 56-66.
- Ratnam, S., Soga, K., & Whittle, R. W. (2001). Revisiting Hvorslev's intake factors using the finite element method. *Géotechnique*, 51(7), 641-645.
- Ratnam, S., Soga, K., & Whittle, R. W. (2005). A field permeability measurement technique using a conventional self-boring pressuremeter. *Géotechnique*, 55(7), 527-537.
- Rayburn, J. A., Cronin, T. M., Franzi, D. A., Knuepfer, P. L. K., & Willard, D. A. (2011). Timing and duration of North American glacial lake discharges and the Younger Dryas climate reversal. *Quaternary Research*, 75, 541-551.
- Réginensi, F. (2009). *Évolution géochimique de l'eau interstitielle d'une argile de la mer Champlain*. M.Sc.A, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Reimer, P. J., Baillie, M. G. L., Bard, E., Bayliss, A., Beck, J. W., Blackwell, P. G., Bronk Ramsey, C., Buck, C. E., Burr, G. S., Edwards, R. L., Friedrich, M., Grootes, P. M., Guilderson, T. P., Hajdas, I., Heaton, T. J., Hogg, A. G., Hughen, K. A., Kaiser, K. F., Kromer, B., McCormac, F. G., Manning, S. W., Reimer, R. W., Richards, D. A., Southon, J. R., Talamo, S., Turney, C. S. M., van der Plicht, J., & Weyhenmeyer, C. E. (2009). INTCAL09 and MARINE09 radiocarbon age calibration curves, 0–50,000 years CAL BP. *Radiocarbon*, 51(4), 1111-1150.
- Richard, P. J. H., & Occhietti, S. (2005). ¹⁴C chronology for ice retreat and inception of Champlain Sea in the St. Lawrence Lowlands, Canada. *Quaternary Research*, 63, 353-358.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids in porous mediums. *Physics*, 1, 318-333.

- Ripple, C. D., & Day, P. R. (1966). Suction responses due to shear of dilute montmorillonite-water pastes. *Clays and Clay Minerals*, 14, 307-316.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay. In J. Heyman & F. A. Leckie (dir.), *Engineering Plasticity*. (pp. 536-609). Cambridge, Royaume-Uni : Cambridge University Press.
- Rosenqvist, I. T. (1946). Om leires kvikkaghtighet. *Statens Vegvesen Veglaboratoriet Meddelen*, 4, 5-12.
- Rousseau-Gueutin, P., Gonçalves, J., Cruchaudet, M., de Marsily, G., & Violette, S. (2010). Hydraulic and chemical pulse tests in a shut-in chamber imbedded in an argillaceous formation: Numerical and experimental approaches *Water Resources Research*, 46. WR007371.
- Rovey, C. W. I., & Cherkauer, D. S. (1995). Scale Dependency of Hydraulic Conductivity Measurements. *Ground Water*, 33(5), 769-780.
- Roy, M., Blanchet, R., Tavenas, F., & La Rochelle, P. (1981). Behaviour of a sensitive clay during pile driving. *Revue canadienne de géotechnique*, 18(1), 67-85.
- Ruland, W. W., Cherry, J. A., & Feenstra, S. (1991). The depth of fractures and active groundwater flow in a clayey till plain in southwestern Ontario. *Ground Water*, 29(3), 405-417.
- Rust, B. R. (1977). Mass flow deposits in a Quaternary succession near Ottawa, Canada: diagnostic criteria for subaqueous outwash. *Revue canadienne des sciences de la Terre*, 14, 175-184.
- Sällfors, G. (1975). *Preconsolidation pressure of soft high-plastic clays*. Ph.D., Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Suède.
- Samarasinghe, A. M., Huang, Y. H., & Drnevich, V. P. (1982). Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 118(GT6), 835-850.
- Samson, L., & Garneau, R. (1973). Settlement Performance of Two Embankments on Deep Compressible Soils. *Revue canadienne de géotechnique*, 10(2), 211-226.

- Schneebeli, G. (1966). *Hydraulique souterraine*. Paris, France: Eyrolles.
- Sharma, B., & Bora, P. K. (2003). Plastic limit, liquid limit and undrained shear strength of soil-reappraisal. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 774-777.
- Shen, S.-L., & Xu, Y.-S. (2011). Numerical evaluation of land subsidence induced by groundwater pumping in Shanghai. *Revue canadienne de géotechnique*, 48(9), 1378-1392.
- Sherwood, P. T., & Ryley, M. D. (1970). An investigation of a cone-penetrometer method for the determination of the liquid limit. *Géotechnique*, 20(2), 203-208.
- Shulze-Makuch, D., Carlson, D. A., Cherkauer, D. S., & Malik, P. (1999). Scale-depedency of hydraulic conductivity in heterogeneous media. *Ground Water*, 37(6), 904-919.
- Silvestri, V. (1998). On the determination of the stress-strain curve of clay from the undrained plane-strain expansion of hollow cylinders: a long-forgotten method. *Revue canadienne de géotechnique*, 35(2), 360-363.
- Silvestri, V. (2003). Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 40(2), 362-387.
- Silvestri, V., & Abou-Samra, G. (2008). Analysis of instrumented sharp cone and pressuremeter tests in stiff sensitive clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 45(7), 957-972.
- Silvestri, V., Abou-Samra, G., & Bravo-Jonard, C. (2011). Shape Factors of Cylindrical Piezometers in Uniform Soil. *Ground Water* 50(2). 279-284.
- Silvestri, V., Diab, R., & Ducharme, A. (2005). Development of a New Hollow Cylinder Triaxial Apparatus for the Study of Expansion Tests in Clay. *Geotechnical Testing Journal*, 28(3), 231-239.
- Silvestri, V., Soulie, M., & D'Amours, L. (1992). On S_u/s'_p relationships in lightly overconsolidated sensitive clays of Quebec. *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference* (pp. 7/1-7/10). Toronto, Canada.

- Singh, P. N., & Wallender, W. W. (2008). Effects of adsorbed water layer in predicting saturated hydraulic conductivity for clays with Kozeny-Carman equation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(6), 829-836.
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, 4, 143-147.
- Skempton, A. W., & Northey, R. D. (1952). Sensitivity of clays. *Géotechnique*, 3(1), 30-53.
- Smiles, D. E., & Youngs, E. G. (1965). Hydraulic conductivity determinations by several field methods in a sand tank. *Soil Science*, 99(2), 83-87.
- Söderblom, R. (1969). *Salt in Swedish clays and its importance for quick clay formation : results from some field and laboratory studies* (Proceedings no. 22). Swedish Geotechnical Institute.
- Söderblom, R. (1974). *Organic matter in Swedish clays and its importance for quick clay formation* (Proceedings no. 26). Swedish Geotechnical Institute.
- Spane, F. A. Jr., & Thorne, P. D. (1985). Effects of drilling fluid invasion on hydraulic characterization of low permeability basalt horizons: a field evaluation. *17th International Congress of the IAH - Hydrogeology of Rocks of Low permeability* (pp. 30-43). Tucson, AZ.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (1999). Mechanisms controlling the undrained shear strength behaviour of clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 36(6), 1030-1038.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (2000). Percussion and Cone Methods of Determining the Liquid Limit of Soils: Controlling Mechanisms. *Geotechnical Testing Journal*, 23(2), 236-244.
- Sudicky, E. A. (1986). A Natural Gradient Experiment on Solute Transport in a Sand Aquifer: Spatial Variability of Hydraulic Conductivity and Its Role in the Dispersion Process. *Water Resources Research*, 22(13), 2069-2082.
- Swamee, P. K., & Singh, S. K. (2007). Estimating Storage Coefficient and Transmissivity from Slug Test Data. *ASCE - Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(5), 505-507.

- Tavenas, F., Chagnon, J.-Y., & La Rochelle, P. (1971). The Saint-Jean-Vianney Landslide: Observation and Eyewitnesses Accounts. *Revue canadienne de géotechnique*, 8(3), 463-478.
- Tavenas, F., Diene, M., & Leroueil, S. (1990). Analysis of the in situ constant-head permeability test in clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(3), 305-314.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., & Leroueil, S. (1983b). Permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(4), 645-660.
- Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P., & Leroueil, S. (1983a). Permeability of natural soft clays. Part I: methods of laboratory measurement. *Revue canadienne de géotechnique*, 20(4), 629-644.
- Tavenas, F., Tremblay, M., Larouche, G., & Leroueil, S. (1986). In Situ Measurement Of Permeability In Soft Clays. *Proceedings of In Situ 86, a Speciality Conference sponsored by the Geotechnical Engineering Division* (pp. 1034-1048). ASCE Geotechnical Special Publication No. 6.
- Tavenas, F. A., Chapeau, C., La Rochelle, P., & Roy, M. (1974). Immediate settlements of three test embankments on Champlain clay. *Revue canadienne de géotechnique*, 11(1), 109-141.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. New-York, NY : John Wiley & Sons.
- Teh, C. I., & Houlsby, G. T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Géotechnique*, 41(1), 17-34.
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer - Grundlage*. Leipzig, Allemagne : Deuticke.
- Thiem, G. (1906). *Hydrologische Methoden*. Leipzig, Allemagne: Gebhardt.
- Thomann, T. G., & Hryciw, R. D. (1990). Laboratory Measurement of Small Strain Shear Modulus Under K_0 Conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 13(2), 97-105.
- Thorne, P. D., & Spane, F. A. Jr. (1985). A comparison of under-pressure and over-pressure pulse tests conducted in low permeability basalt horizons at the Hanford site, Washington

- state. *17th International Congress of the IAH - Hydrogeology of Rocks of Low permeability* (pp. 639-649). Tucson, AZ.
- Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). *Groundwater hydrology* (3^e éd.). Hoboken, NJ : John Wiley & Sons.
- Torrance, J. K. (1974). Laboratory investigation of the effect of leaching on the compressibility and shear strength of Norwegian marine clays. *Géotechnique*, 24(2), 155-173.
- Torrance, J. K. (1975). On the Role of Chemistry in the Development and behaviour of the Sensitive Marine Clays of Canada and Scandinavia. *Revue canadienne de géotechnique*, 12(3), 326-335.
- Torrance, J. K. (1976). Pore Water Extraction and the Effect of Sample Storage on the Pore Water Chemistry of Leda Clay. In *Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing* (pp. 147-157). ASTM STP 599.
- Torrance, J. K. (1988). Mineralogy, pore-water chemistry, and geotechnical behaviour of Champlain Sea and related sediments. In N. R. Gadd (dir.), *The late quaternary development of the Champlain sea basin* (pp. 259-275). St. John's, Canada : Geological Association of Canada.
- Torrance, J. K. (1995). On the paucity of amorphous minerals in the sensitive postglacial marine clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 32(4), 535-538.
- Torstensson, B. A. (1984). A new system for ground water monitoring. *Ground Water Monitoring Review*, 4(4), 131-138.
- Van Everdingen, A. F., & Hurst, W. (1949). Application of Laplace transformation to flow problems in reservoirs. *American Institute of Mining and Metallurgical Engineers -- Journal of Petroleum Technology*, 1(12), 305-326.
- Vesić, A. S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *ASCE - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM3), 265-289.
- Wassenaar, L., Brand, U., & Terasmae, J. (1988). Geochemical and paleoecological investigations using invertebrate macrofossils of the late quaternary Champlain sea, Ontario and Quebec. In N. R. Gadd (dir.), *The late quaternary development of the*

- Champlain sea basin* (pp. 195-205). St. John's, Canada : Geological Association of Canada.
- Weber, W. G. (1968). In Situ Permeabilities for Determining Rates of Consolidation. *Highway Research Record*, 243, 49-61.
- Whitaker, S. (1999). *The Method of Volume Averaging*. Dordrecht, Pays-Bas: Kluwer.
- Wilkinson, W. B. (1967). A note on the constant head tests to measure soil permeability in situ. *Géotechnique*, 17, 68-71.
- Wilkinson, W. B. (1968). Constant head in situ permeability tests in clay strata. *Géotechnique*, 18(2), 172-194.
- Windisch, E. J., & Yong, R. N. (1990). A statistical evaluation of some engineering properties of eastern Canadian clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 27(3), 373-386.
- Wood, D. M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge, Royaume-Uni : Cambridge University Press.
- Woodley, M. A. (1996). *An investigation of pore water in Champlain Sea deposits at Mer Bleue, Ottawa, Canada*. M.Sc., Carleton University, Ottawa, Canada.
- Yong, R., Sethi, A. J., & La Rochelle, P. (1979). Significance of amorphous material relative to sensitivity in some Champlain clays. *Revue canadienne de géotechnique*, 16(3), 511-520.
- Youssef, M. S., El Ramli, A. H., & El Demery, M. (1965). Relationships between shear strength, consolidation, liquid limit, and plastic limit for remoulded clays. *Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics* (Vol. 1, pp. 126-129). Montréal, Canada.
- Zhai, H., & Benson, C. H. (2006). The log-normal distribution for hydraulic conductivity of compacted clays: Two or three parameters? *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, 1149-1162.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., & Zhu, J. Z. (2005). *The finite element method : its basis and fundamentals* (6^e éd.). Boston, MA : Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Zlotnik, V. A., Goss, D., & Duffield, G. M. (2010). General Steady-State Shape Factor for a Partially Penetrating Well. *Ground Water*, 48(1), 111-116.

ANNEXE 1 : SCRIPT MATLAB POUR CALCULER LES COEFFICIENTS DE FORME AVEC COMSOL

% Ce script permet de calculer une série de coefficients de forme avec COMSOL. Les paramètres sont lus
% dans un fichier Excel. Les résultats sont écrits dans un autre fichier Excel. Les données d'entrée doivent
% comprendre le diamètre de la cavité (colonne 1), sa longueur (colonne 2), et la taille initial des éléments
% à l'interface (colonne 3). Le fichier COMSOL de base doit comprendre quatre noeuds de propriétés de
% type "line integration", un noeud par méthode d'intégration du débit (voir la section 4.2.1).

% On lit les paramètres et on initialise la matrice des résultats.

```
Parametres = xlsread('InputShapeFactors.xlsx');
```

```
Resultats = zeros(size(Parametres,1),9);
```

% Boucle

```
for i = 1:size(Parametres,1)
```

```
    fprintf(1,'sol%d\n',i)
```

% On ouvre le fichier COMSOL. Le nom peut être modifié.

```
ModelMatlab = mphload('Fond Imperméable.mph');
```

% On change les valeurs des paramètres dans le modèle COMSOL.

```
ModelMatlab.param().set('D',sprintf('%e [m]',Parametres(i,1))); %D
```

```
ModelMatlab.param().set('L',sprintf('%e [m]',Parametres(i,2))); %L
```

```
ModelMatlab.param().set('Lmaillage',sprintf('%e [m]',Parametres(i,3))); %Taille des éléments
```

```
ModelMatlab.geom('geom1').run();
```

```
ModelMatlab.mesh('mesh1').run();
```

% On fait les calculs.

```
ModelMatlab.study('std1').run()
```

% Extraction des coefficients de forme et autres résultats importants.

```
Resultats(i,1:3) = Parametres(i,1:3);
```

```
Resultats(i,4) = abs(ModelMatlab.result().numerical('int1').getReal()); % Première valeur de c
```

```
Resultats(i,5) = abs(ModelMatlab.result().numerical('int2').getReal()); % Deuxième valeur de c
```

```
Resultats(i,6) = abs(ModelMatlab.result().numerical('int3').getReal()); % Troisième valeur de c
```

```
Resultats(i,7) = abs(ModelMatlab.result().numerical('int4').getReal()); % Quatrième valeur de c
```

```
Resultats(i,8) = ModelMatlab.mesh('mesh2').getNumElem(); % Nombre total d'éléments
```

```
ModelMatlab.mesh('mesh2').stat().selection().named('sel2');
```

```
Resultats(i,9) = ModelMatlab.mesh('mesh2').stat().getNumElem(); % Éléments à l'interface
```

% On sauvegarde le fichier COMSOL.

```
mphsave(ModelMatlab, sprintf('sol%d.mph',i))
```

```
end
```

% On écrit les résultats sur Excel.

```
xlswrite('OutputShapeFactors.xlsx', Resultats)
```

ANNEXE 2 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS POUR LE CALCUL DES COEFFICIENTS DE FORME AVEC COMSOL

Les tableaux A-1 à A-4 présentent les valeurs du coefficient de forme c obtenues avec les logiciel SEEP/W et COMSOL pour les géométries des figures 4-1 et 4-2 (fonds perméable et imperméable). Les valeur de c pour le massif filtrant composé de deux cylindres (figure 4-3) sont présentées au tableau A-5. Les valeurs corrigées pour l'influence des frontières sont données dans la colonne de droite de chaque tableau.

Tableau A-1 : Coefficients de forme pour la géométrie avec fond perméable (COMSOL)

L/D (-)	D (m)	Nombre total d'éléments	$L_{\text{éléments}}$ (mm)	L_{maillage} (m)	c (m)				Moyenne de c' et de c (m)
					Somme des variables secondaires		Dérivées des variables primaires		
					Interface	Frontière éloignée	Interface	Frontière éloignée	
2.0	0.114	524181	1.6	16	1.08	1.08	1.07	1.08	1.07
2.5	0.114	525995	1.7	17	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
3.0	0.114	499342	1.9	19	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
3.5	0.114	498857	2.0	20	1.44	1.44	1.43	1.44	1.43
4.0	0.114	545493	2.1	22	1.55	1.55	1.54	1.55	1.54
5.0	0.114	552457	2.2	25	1.76	1.76	1.76	1.76	1.75
6.0	0.114	562523	3.0	27	1.96	1.96	1.96	1.96	1.95
7.0	0.114	570324	2.9	30	2.16	2.16	2.15	2.16	2.14
8.0	0.114	601121	2.8	33	2.34	2.34	2.34	2.34	2.33
9.0	0.114	563880	3.1	35	2.53	2.53	2.52	2.53	2.51
10.0	0.114	561509	2.9	38	2.70	2.70	2.70	2.70	2.69
11.0	0.114	588649	3.2	41	2.88	2.88	2.87	2.88	2.86
12.0	0.114	601179	3.5	43	3.05	3.05	3.04	3.05	3.03
14.0	0.114	573910	4.6	48	3.38	3.38	3.38	3.38	3.37
16.0	0.114	609685	4.0	53	3.71	3.71	3.70	3.71	3.69
18.0	0.114	628689	3.7	57	4.03	4.03	4.02	4.03	4.00
20.0	0.114	580109	5.8	62	4.34	4.34	4.33	4.34	4.31

Tableau A-2 : Coefficients de forme pour la géométrie avec fond perméable (SEEP/W)

L/D (-)	D (m)	Nombre d'éléments	$L_{\text{éléments}}$ (mm)	L_{maillage} (m)	c (m)				Moyenne de c' et de c (m)
					Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	
3.0	0.114	34975	0.5	19	1.32	1.32	1.32	1.32	1.32
6.0	0.114	58322	0.5	27	1.96	1.96	1.96	1.96	1.95
9.0	0.114	85601	0.5	35	2.49	2.53	2.53	2.53	2.50
13.0	0.114	126248	0.5	45	3.20	3.22	3.22	3.22	3.20

Tableau A-3 : Coefficients de forme pour la géométrie avec fond imperméable (COMSOL)

L/D (-)	D (m)	Nombre total d'éléments	$L_{\text{éléments}}$ (mm)	L_{maillage} (m)	c (m)				Moyenne de c' et de c (m)
					Somme des variables secondaires		Dérivées des variables primaires		
					Interface	Frontière éloignée	Interface	Frontière éloignée	
2.0	0.114	600857	2.7	16	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
2.5	0.114	601065	3.1	17	1.15	1.15	1.15	1.15	1.14
3.0	0.114	609841	3.8	19	1.27	1.27	1.27	1.27	1.26
3.5	0.114	611864	4.2	20	1.39	1.39	1.38	1.39	1.38
4.0	0.114	612874	4.7	22	1.50	1.50	1.50	1.50	1.49
5.0	0.114	597273	4.0	25	1.71	1.71	1.71	1.71	1.70
6.0	0.114	594951	4.7	27	1.92	1.92	1.91	1.92	1.91
7.0	0.114	575317	5.4	30	2.11	2.11	2.11	2.11	2.10
8.0	0.114	580362	5.7	33	2.30	2.30	2.30	2.30	2.29
9.0	0.114	561934	6.9	35	2.49	2.49	2.48	2.49	2.47
10.0	0.114	566005	7.7	38	2.66	2.66	2.66	2.66	2.65
11.0	0.114	578177	8.2	41	2.84	2.84	2.84	2.84	2.82
12.0	0.114	547576	9.1	43	3.01	3.01	3.01	3.01	3.00
14.0	0.114	585574	5.9	48	3.35	3.35	3.34	3.35	3.33
16.0	0.114	542833	7.1	53	3.67	3.67	3.67	3.67	3.65
18.0	0.114	546253	7.7	57	3.99	3.99	3.98	3.99	3.97
20.0	0.114	555199	8.5	62	4.30	4.30	4.29	4.30	4.28

Tableau A-4 : Coefficients de forme pour la géométrie avec fond imperméable (SEEP/W)

L/D (-)	D (m)	Nombre d'éléments	$L_{\text{éléments}}$ (mm)	L_{maillage} (m)	c (m)				Moyenne de c' et de c (m)
					Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	
3.0	0.114	13010	0.5	19	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
6.0	0.114	24546	0.5	27	1.92	1.92	1.92	1.92	1.91
9.0	0.114	38104	0.5	35	2.49	2.49	2.49	2.49	2.48
13.0	0.114	58341	0.5	45	3.19	3.19	3.19	3.19	3.17

Tableau A-5 : Coefficients de forme pour la géométrie avec deux cylindres (COMSOL, $D_1 = 0.114$ m, $D_2 = 0.076$ m)

L_1 (m)	L_2 (m)	Nombre total d'éléments	$L_{\text{éléments}}$ (mm)	L_{maillage} (m)	c (m)				Moyenne de c' et de c (m)
					Somme des variables secondaires		Dérivées des variables primaires		
					Interface	Frontière éloignée	Interface	Frontière éloignée	
0.800	0.038	634767	2.9	31	2.19	2.19	2.19	2.19	2.18
0.700	0.138	694509	2.9	31	2.15	2.15	2.15	2.15	2.14
0.600	0.238	694771	3.0	31	2.12	2.12	2.12	2.12	2.11
0.500	0.338	715976	2.7	31	2.09	2.09	2.09	2.09	2.08
0.400	0.438	736867	2.7	31	2.07	2.07	2.07	2.07	2.06
0.300	0.538	762469	2.7	31	2.04	2.04	2.04	2.04	2.03
0.200	0.638	802088	2.6	31	2.01	2.01	2.01	2.01	2.00
0.100	0.738	811991	2.5	31	1.98	1.98	1.98	1.98	1.97

ANNEXE 3 : GÉNÉRATION DES FICHIERS MPH POUR LE MODÈLE U-P

Le tableau A-6 contient les paramètres qui ont été utilisés pour générer les fichiers MPH de base pour le modèle u-p avec COMSOL.

Tableau A-6 : Création des fichiers COMSOL à l'aide de l'interface graphique

Arborescence du modèle	Changements à appliquer aux paramètres par défaut	
<i>Global definition</i> <i>Functions</i> <i>Interpolation</i>	Une fonction d'interpolation <i>Pressure(t)</i> est créée. Une interpolation linéaire est imposée. Les points à utiliser sont imposés par le script MATLAB GeneralUPModel (voir annexe 4)	
<i>Global definition</i> <i>Parameters</i>	On spécifie les paramètres suivants : <i>HydraulicConductivity</i> , <i>YoungsModulus</i> , <i>PoissonRatio</i> , <i>Sinj</i> , <i>Length</i> , <i>Diameter</i> , <i>ShapeFactor</i> , <i>DomainSize</i> , <i>Alpha</i> et <i>ElementSize</i> . Les valeurs de ces paramètres seront ajustées par le script MATLAB GeneralUPModel.	
<i>Geometry</i>	<u>1D</u> <u>Rectangle</u> : Largeur : <i>DomainSize</i> Hauteur : <i>Length/10</i> Coin inférieur : (<i>Diameter/2</i> , 0)	<u>2D</u> <u>Rectangles</u> : 1) Largeur : <i>DomainSize</i> Hauteur : <i>DomainSize</i> Coin inférieur : (0, 0) 2) Largeur : <i>DomainSize-Diameter/2</i> Hauteur : <i>DomainSize+Length</i> Coin inférieur : m(<i>Diameter/2</i> , <i>DomainSize</i>) <u>Point</u> : (<i>Diameter/2</i> , <i>DomainSize+Length</i>)
<i>Poroelasticity</i>	<u>Général</u> Discretization → Pressure : linear <u>Propriétés des matériaux</u> Module d'Young : <i>YoungsModulus</i> Coefficient de Poisson : <i>PoissonRatio</i> Perméabilité intrinsèque : <i>HydraulicConductivity*1e-3[Pa*s]/9800[N/m^3]</i> Coefficient de Biot-Willis : 1 Masse volumique de l'eau : 1000 kg/m ³ Viscosité dynamique de l'eau : 1x10 ⁻³ Pa·s Compressibilité de l'eau : 4.532x10 ⁻¹⁰ Pa ⁻¹	

Tableau A-6 : Création des fichiers COMSOL à l'aide de l'interface graphique (suite)

Arborescence du modèle	Changements à appliquer aux paramètres par défaut
<i>Poroelasticity</i>	<p><u>Conditions aux frontières :</u></p> <p><i>Darcy's law</i> → <i>Pressure</i> : 0, aux frontières éloignées</p> <p><i>Darcy's law</i> → <i>No flow</i> : 0, frontière verticale au-dessus de l'interface</p> <p><i>Darcy's law</i> → <i>Pressure</i> : <i>Pressure(t)</i>, interface argile-sol filtre</p> <p><i>Solid mechanics</i> → <i>Prescribed displacement</i> : $u_r = u_z = 0$, frontières éloignées, et, le cas échéant interface sol filtre-argile.</p> <p><i>Solid mechanics</i> → <i>Roller</i> : $u_z = 0$, frontières supérieure et inférieure, cas 1D.</p> <p><i>Solid mechanics</i> → <i>Boundary load, type pressure</i> : <i>Pressure(t)</i>, si déplacements libres</p>
<i>Mesh</i> <i>Free triangular</i>	<p><u>Size</u></p> <p>1) appliquée à l'interface</p> <p>Maximum element size : <i>ElementSize</i></p> <p>Minimum element size : <i>ElementSize</i></p> <p>2) appliquée au domaine</p> <p>Maximum element size : <i>0.5 m</i></p> <p>Maximum element growth rate : <i>1.1</i></p>
<i>Study1</i> <i>Solver Configurations</i>	<p><i>Create Custom Solver</i></p> <p><u>Solver 1</u></p> <p><i>Time-dependant solver</i> → <i>step taken by solver</i> : <i>manual</i></p> <p><i>Time-dependant solver</i> → <i>consistent initialization</i> : <i>off</i></p>
<i>Results</i> <i>Derived values</i>	<p><i>Average</i> → <i>Line Average</i> : Pour le cas 1D, moyenne des déplacements à l'interface (expression : <i>u</i>)</p> <p><i>Integration</i> → <i>Line Integration</i> : Intégration de l'opérateur <i>reacf(pf)</i> à l'interface argile-sol filtre avec la méthode <i>summation</i>.</p>

ANNEXE 4 : FONCTIONS ET SCRIPTS MATLAB POUR LE MODÈLE U-P DE COMSOL

Script FileModification

% Ce script ajoute un attribut Eval aux fichiers COMSOL utilisés par le
% script BatchSimulations. On l'appelle une fois après la création des fichiers mph.
dbstop if error

% Nom des fichiers à modifier

Filenames = {'ModelPerm1a.mph'; 'ModelPerm1b.mph'; 'ModelPerm2a.mph'; 'ModelPerm2b.mph'};

for j = 1:length(Filenames)

ModelPerm = mphload(Filenames{j});

% Attribut pour l'évaluation des déplacements selon r.

ModelPerm.result().numerical().create('EvalBoundU','Eval');

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('refine',1);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').selection.geom(1);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('expr','u');

% Attribut pour l'évaluation des déplacements selon z.

ModelPerm.result().numerical().create('EvalBoundW','Eval');

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('refine',1);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').selection.geom(1);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('expr','w');

% On spécifie la frontière où on veut évaluer les déplacements.

switch Filenames{j}

case {'ModelPerm1a.mph','ModelPerm1b.mph'} % Déformations planes

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').selection.set([1]);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').selection.set([1]);

case {'ModelPerm2a.mph','ModelPerm2b.mph'} % Cas 2D

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').selection.set([3 4]);

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').selection.set([3 4]);

end

% On enregistre les changements (répertoire C:\COMSOL42\mli\startup).

ModelPerm.save(Filenames{j});

end

Script BatchSimulations

```

% Lit les vecteurs paramètres dans un fichier Excel et les conditions
% initiales dans un fichier Excel. Écrit les résultats dans le même fichier.
% Appelle la fonction GeneralUPModel
warning off MATLAB:xlswrite:AddSheet
dbstop if error

%% Lecture du fichier Excel
[~,~, Parameters] = xlsread('InputUP.xlsx','Parameters');
if any(cellfun(@isnan,Parameters(1,:))==1)
    NombreSimulations = find(cellfun(@isnan,Parameters(1,:))==1,1)-3;
else
    NombreSimulations = size(Parameters,2)-2;
end
InitialConditions = xlsread('InputUP.xlsx','InitialConditions');
InitialConditions = InitialConditions(:,2:end);
Parameters = Parameters(1:15,3:NombreSimulations+2);

%% Boucle for
for j=1:size(Parameters,2)
    fprintf(1,'Simulation %i\n',j)
    clear ModelPerm

    % On charge le bon modèle (selon le type de géométrie)
    ModelPerm = mphload(strcat('ModelPerm',Parameters{1,1,j}));

    % Ajustement du vecteur p(t)
    [Interpolation] = GeneralUPModel(ModelPerm,...
        InitialConditions(:,2*j-1:2*j), Parameters(:,j),j);

    % Les résultats sont écrits dans le fichier Excel à partir de la
    % feuille 3.
    xlswrite('InputUP.xlsx',Interpolation,j+2);
end

```

Fonction GeneralUPModel

```
function [Interpolation] = GeneralUPModel(ModelPerm, Interpolation, Parameters, NumSim)
```

```
% Itération sur le modèle COMSOL ModelPerm. Le vecteur Parameters contient
```

```
% dans l'ordre les 11 paramètres suivants : L, D, mv, M, E, v, K, k, c,
```

```
% Sinj et type. La variable type prend les valeurs suivantes (chaîne de caractères)
```

```
% selon le type de simulation :
```

```
% 1a : cas 1d, déplacements libres (déformations planes);
```

```
% 1b : cas 1d, déplacements nuls (déformations planes);
```

```
% 2a : cas 2D, déplacements libres (cavité cylindrique);
```

```
% 2b : cas 2D, déplacements nuls (cavité cylindrique).
```

```
% Notons que certains de ces paramètres ne sont pas indépendants et/ou ne
```

```
% sont pas utilisés dans la version finale de la fonction.
```

```
% La fonction renvoie une matrice [t p] qui permet de conserver le
```

```
% volume d'eau dans le piézomètre. Le volume qui s'écoule du sol vers le
```

```
% piézomètre est compensé par le changement de volume de la cavité à la
```

```
% base du piézomètre et par les variations du volume d'eau stocké dans le
```

```
% tuyau du piézomètre.
```

```
dbstop if error
```

```
%% Initialisation des variables
```

```
DeltaPipeVolume=0;
```

```
DeltaFlowVolume=0;
```

```
DeltaCavityVolume=0;
```

```
Extrapolation=0;
```

```
MeanDisplacements = zeros(2,1);
```

```
% On ajoute des colonnes pour les trois composantes du volume et une colonne pour les  
% déplacements.
```

```
Interpolation = [Interpolation zeros(size(Interpolation,1),4)];
```

```
%% Changement des paramètres dans le modèle COMSOL.
```

```
Sinj = Parameters{10};
```

```
Length = Parameters{1};
```

```
Diameter = Parameters{2};
```

```
DomainSize = Parameters{12};
```

```
ModelPerm.param().set('Length',sprintf('%e [m]',Length));
```

```
ModelPerm.param().set('Diameter',sprintf('%e [m]',Diameter));
```

```
ModelPerm.param().set('YoungsModulus',sprintf('%e [Pa]',Parameters{5}));
```

```
ModelPerm.param().set('PoissonRatio',sprintf('%e',Parameters{6}));
```

```
ModelPerm.param().set('HydraulicConductivity',sprintf('%e [m/s]',Parameters{7}));
```

```
ModelPerm.param().set('Sinj',sprintf('%e [m^2]',Sinj));
```

```
ModelPerm.param().set('DomainSize',sprintf('%e [m]',DomainSize));
```

```
ModelPerm.param().set('ElementSize',sprintf('%e [m]',Parameters{13}));
```

```
%% Augmentation de la pression avant l'essai
```

```
% Augmentation de la pression entre 0 et 1 seconde (pas d'itération).
```

```
% On ajuste les temps d'interpolation pour le solveur et les conditions
```

```
% initiales.
```

```
ModelPerm.sol('sol1').feature('v1').set('initmethod','init');
```

```
InterpolationString = cellstr(num2str(Interpolation(1:12,1),'%10.5e\n'));
```

```
InterpolationString = [InterpolationString cellstr(num2str(Interpolation(1:12,2),...  
'%10.5e\n'))];
```

```
ModelPerm.func('int1').set('table',InterpolationString);
```

```
ModelPerm.func('int1').set('interp','cubicspline');
```

```

ModelPerm.sol('sol1').feature('t1').set('tlist',num2str(Interpolation([1 12],1),...
    '%10.5e\n'));
ModelPerm.sol('sol1').feature('t1').set('timestepgenalpha','0.1');
ModelPerm.sol('sol1').run();

% On affiche l'augmentation initiale du volume de cavité (1 s).
ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',2);
ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',2);
DeltaCavityVolume = CavityVolumeCalculation2D(...
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
fprintf(1,'    Augmentation initiale du volume de cavité : %10.4e m3\n',...
    DeltaCavityVolume)
Interpolation(12,3) = DeltaCavityVolume;

%% Étapes où on doit itérer sur les conditions aux frontières
% On change la méthode utilisée pour déterminer les conditions initiales.
ModelPerm.sol('sol1').feature('v1').set('initmethod','sol');

% On change la méthode d'interpolation.
ModelPerm.func('int1').set('interp','linear');

for j=12:size(Interpolation,1)-1
    fprintf(1,'    Pas de temps %i\n',j)

    % on doit prendre la solution finale de l'itération précédente.
    ModelPerm.sol('sol1').copySolution('sol3');
    ModelPerm.sol('sol1').feature('v1').set('initsol','sol3');
    ModelPerm.save('verification.mph')

    % Première série de couples (p, résidu)
    % Cas pression constante
    InterpolationString = cellstr(num2str(Interpolation(j:j+1,1),'%10.15e\n'));
    InterpolationString = [InterpolationString cellstr(num2str(Interpolation(j,2)*...
        ones(2,1),'%10.15e\n'))];
    ModelPerm.func('int1').set('table',InterpolationString);
    ModelPerm.sol('sol1').feature('t1').set('tlist',Interpolation([j j+1],1));
    ModelPerm.sol('sol1').feature('t1').set('timestepgenalpha',...
        num2str((Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/5,'%10.15e'));
    ModelPerm.sol('sol1').run();

    % Calcul du résidu
    DeltaPipeVolume = 0;
    switch Parameters{11} % Calcul de DeltaCavityVolume dépend de la géométrie
    case '1b'
        DeltaCavityVolume=0;
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
    case '2b'
        DeltaCavityVolume=0;
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
    case '1a'
        MeanDisplacements = ModelPerm.result().numerical('av1').getReal();
        DeltaCavityVolume = pi*Length*Diameter*(MeanDisplacements(2)*...

```

```

        (1+MeanDisplacements(2)/Diameter)-MeanDisplacements(1)*...
        (1+MeanDisplacements(1)/Diameter));
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
case '2a'
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
    % Calcul du volume final
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',2);
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',2);
    DeltaCavityVolume = CavityVolumeCalculation2D(...
        ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
    % Calcul du volume initial et différence
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',1);
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',1);
    DeltaCavityVolume = DeltaCavityVolume - CavityVolumeCalculation2D(...
        ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
end
Residu(1,1) = Interpolation(j,2);
Residu(1,2) = DeltaPipeVolume + DeltaCavityVolume + DeltaFlowVolume;
fprintf(1,'    Residu : %10.4e m3, Pression : %10.4e Pa\n',...
    Residu(1,2),Residu(1,1))

% Cas pression extrapolée
Extrapolation = Interpolation(j,2)+(Interpolation(j,2)...
    -Interpolation(j-1,2))/(Interpolation(j,1)-Interpolation(j-1,1))...
    *(Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1));
InterpolationString(:,2) = cellstr(num2str([Interpolation(j,2);Extrapolation],...
    '%10.15e\n'));
ModelPerm.func('int1').set('table',InterpolationString);

% Calcul du résidu
ModelPerm.sol('sol1').run();
DeltaPipeVolume = Sinj*(Extrapolation-Interpolation(j,2))/9807;
switch Parameters{11} % Calcul de DeltaCavityVolume dépend de la géométrie
case '1b'
    DeltaCavityVolume=0;
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
case '2b'
    DeltaCavityVolume=0;
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
case '1a'
    MeanDisplacements = ModelPerm.result().numerical('av1').getReal();
    DeltaCavityVolume = pi*Length*Diameter*(MeanDisplacements(2)*...
        (1+MeanDisplacements(2)/Diameter)-MeanDisplacements(1)*...
        (1+MeanDisplacements(1)/Diameter));
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
case '2a'
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()*...

```



```

    (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
    % Calcul du volume final
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',2);
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',2);
    DeltaCavityVolume = CavityVolumeCalculation2D(...
        ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
    % Calcul du volume initial et différence
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',1);
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',1);
    DeltaCavityVolume = DeltaCavityVolume - CavityVolumeCalculation2D(...
        ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
        squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
end
Residu(2,1) = Extrapolation;
Residu(2,2) = DeltaPipeVolume + DeltaCavityVolume + DeltaFlowVolume;
fprintf(1,'    Residu : %10.4e m3, Pression : %10.4e Pa\n',Residu(2,2),Residu(2,1))

for k = 1:2
    % Correction
    Interpolation(j+1,2)=Residu(2,1)-((Residu(2,1)-Residu(1,1))*...
        Residu(2,2)/(Residu(2,2)-Residu(1,2)));
    Residu(1,:)=Residu(2,:);
    Residu(2,1)=Interpolation(j+1,2);

    % On change la fonction d'interpolation dans le modèle.
    InterpolationString(:,2) = cellstr(num2str(Interpolation(j:j+1,2),'%10.15e\n'));
    ModelPerm.func('int1').set('table',InterpolationString);

    % Calcul du nouveau residu.
    ModelPerm.sol('sol1').run();
    DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal())*...
        (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
    DeltaPipeVolume = Sinj*(Interpolation(j+1,2)-Interpolation(j,2))/9807;
    switch Parameters{11} % Calcul de DeltaCavityVolume dépend de la géométrie
    case '1b'
        DeltaCavityVolume=0;
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal())*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
    case '2b'
        DeltaCavityVolume=0;
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal())*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
    case '1a'
        MeanDisplacements = ModelPerm.result().numerical('av1').getReal();
        DeltaCavityVolume = pi*Length*Diameter*(MeanDisplacements(2)*...
            (1+MeanDisplacements(2)/Diameter)-MeanDisplacements(1)*...
            (1+MeanDisplacements(1)/Diameter));
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal())*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/100;
    case '2a'
        DeltaFlowVolume = mean(ModelPerm.result().numerical('int1').getReal())*...
            (Interpolation(j+1,1)-Interpolation(j,1))/1000;
    % Calcul du volume final

```

```

ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',2);
ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',2);
DeltaCavityVolume = CavityVolumeCalculation2D(...
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
% Calcul du volume initial et différence
ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').set('solnum',1);
ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').set('solnum',1);
DeltaCavityVolume = DeltaCavityVolume - CavityVolumeCalculation2D(...
    ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getCoordinates(),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundU').getData()),...
    squeeze(ModelPerm.result().numerical('EvalBoundW').getData()));
end
Residu(2,2) = DeltaPipeVolume + DeltaCavityVolume + DeltaFlowVolume;
fprintf(1,'      Residu : %10.4e m3, Pression : %10.4e Pa\n',...
    Residu(2,2),Interpolation(j+1,2))
end

%% Exportation des résultats
% Pour vérifier si le débit à la fin d'une étape est identique
% au débit de la fin de l'étape précédente.
fprintf(1,'      Débit début : %10.4e m3, Débit fin : %10.4e m3\n',...
    ModelPerm.result().numerical('int1').getReal()./1000)

% Certaines informations supplémentaires sont exportées pour effectuer
% des calculs de vérification.
Interpolation(j+1,3)= DeltaCavityVolume;
Interpolation(j+1,4)= DeltaPipeVolume;
Interpolation(j+1,5)= DeltaFlowVolume;
switch Parameters{11} % Le quatrième paramètre dépend de la géométrie
    case {'2a','2b'}
        Interpolation(j+1,6)= 0;
    case {'1a','1b'}
        Interpolation(j+1,6)= MeanDisplacements(2);
end

% Pour sauvegarder les fichiers mph à chaque 15 étapes de temps (permet
% de faire certaines vérifications).
if any(j==[15 30 45 60 75 90 105 120 135 150 165 180 195])
    mphsave(ModelPerm,sprintf('Simulation%u_Etape%u.mph',NumSim,j))
end

end
end

```

Fonction CavityVolumeCalculation2D

```

function [Volume] = CavityVolumeCalculation2D(Points,DisplacementsU, DisplacementsW)
% Calcul la différence entre le volume d'une cavité déformée et le volume
% initial avec L et D. La variable Points comprend les coordonnées r
% (première colonne) et z (deuxième colonne) de chaque point avant les
% déformations). Les variables DisplacementsU et DisplacementsW contiennent
% respectivement les déplacements selon r et z.
dbstop if error

% On détermine la position du point de référence (coin inférieur de la lanterne).
Diameter = 2*max(Points(:,1));
DomainSize = min(Points(:,2));

% On centre les coordonnées sur le point de référence et on ajoute les déplacements
% aux coordonnées.
Points = [Points(:,1)-Diameter/2 Points(:,2)-DomainSize];
Points = [Points(:,1)+DisplacementsU Points(:,2)+DisplacementsW];

% On prend les points qui ont des valeurs de z supérieures à 0.
Points = sortrows(Points,-2);
Points1 = Points(find(Points(:,2)>0),:);

% On prend les points qui ont des valeurs de z inférieures à 0.
Points2 = Points(size(Points1,1)+1:end,:);
Points2 = sortrows(Points2,1);

% On interpole pour obtenir un point à z=0, r>0 qui sera commun aux deux groupes de
% points.
InterpolationRadius = Points1(end,1)-Points1(end,2)*(Points2(end,1)-Points1(end,1))/...
    (Points2(end,2)-Points1(end,2));
Points2=[Points2; InterpolationRadius 0];
Points1=[Points1; InterpolationRadius 0];

% On trace le graphe pour vérifier si tout est correct.
figure(1)
plot(Points1(:,1),Points1(:,2),'-b')
hold on
plot(Points2(:,1),Points2(:,2),'-r')
plot(Points2(end,1),Points2(end,2),'s','LineWidth',2,'MarkerEdgeColor','k',...
    'MarkerFaceColor','g','MarkerSize',10)
hold off

% On intègre pour le premier groupe de points (z>=0).
Volume = pi*sum((Points1(1:end-1,2)-Points1(2:end,2)).*...
    (Points1(1:end-1,1)+Points1(2:end,1))./2.*...
    (Diameter+(Points1(1:end-1,1)+Points1(2:end,1))./2));

% On intègre pour le deuxième groupe de points (z<=0).
Volume = Volume - pi/2*sum((Points2(1:end-1,2)+Points2(2:end,2)).*...
    ((Points2(2:end,1)+Diameter/2).^2-(Points2(1:end-1,1)+Diameter/2).^2));
end

```

ANNEXE 5 : FONCTION MATLAB PERMETTANT D'INTÉGRER LA SOLUTION DE COOPER ET AL. (1967)

```

function [hNormalisee] = CooperEtAl1967(ValeurBeta, ValeurAlpha, rs, r)
% Fonction servant à intégrer numériquement la solution de Cooper et al. (1967). On donne
% Alpha, Beta, le rayon de la zone filtre et la distance radiale pour laquelle on veut évaluer h.
% La fonction donne le rapport h/H(t=0). Les résultats de cette fonction ont été vérifiés.
% Le vecteur U (zeta dans la thèse, correspond au points pour l'intégration numérique)
% ressemble beaucoup à celui qui a été utilisé dans la feuille Excel "Tests avec les méthodes
% de type slug test (autre version).xls".
dbstop if error

% Vecteur des valeurs de u à utiliser.
ValeursU = [1e-6:1e-6:1e-3 1.01e-3:1e-5:1e-2 1.01e-2:1e-4:1e-1 1.01e-1:1e-3:1 1.01:1e-2:10 10.1:1e-1:100 ...
101:1:1000 1010:10:10000];

% Sommation.
ValeursIntegrand = [0 exp(-
ValeurBeta.*ValeursU.^2./ValeurAlpha).*(besseli(0,ValeursU.*r./rs).*(ValeursU.*bessely(0,ValeursU)...
-2.*ValeurAlpha.*bessely(1,ValeursU))-bessely(0,ValeursU.*r./rs).*(ValeursU.*besseli(0,ValeursU)...
-2.*ValeurAlpha.*besseli(1,ValeursU)))/((ValeursU.*besseli(0,ValeursU)...
-2.*ValeurAlpha.*besseli(1,ValeursU)).^2+(ValeursU.*bessely(0,ValeursU)...
-2.*ValeurAlpha.*bessely(1,ValeursU)).^2)];

% Vecteurs pour l'intégration.
BorneInfU = [0 ValeursU(1:1:(end-1))];
BorneSupU = ValeursU;
BorneInfIntegrand = ValeursIntegrand(1:1:(end-1));
BorneSupIntegrand = ValeursIntegrand(2:1:end);

hNormalisee = sum(2./pi().*(BorneSupIntegrand+BorneInfIntegrand).*(BorneSupU-BorneInfU)./2);
end

```

ANNEXE 6 : FORMULAIRES UTILISÉS LORS DE LA RÉALISATION DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉS IN SITU

Les figures A-1 et A-2 montrent des exemples de formulaires utilisés pour le suivi des essais de perméabilité à niveau variable et de choc hydraulique.

Sites							
Date :				Manipulateur :			
Puits	Prof. Init. p/r PVC (m)	Numéro Capteur	Longueur fil (couv.-sens.) (m)	Changement de niveau eau visé (m)	Date et heure changement niveau	Prof. finale p/r PVC (m)	Distance couvercle - PVC (m)
FP-06-01AB							
FP-06-01AH							
FP-06-01R							
FP-06-02AB							
FP-06-02AH							
FP-06-02R							
FP-06-03AB							
FP-06-03AH							
FP-06-03R							
FP-07-04AB							
FP-07-04AH							
FP-07-04R							
FP-07-05AB							
FP-07-05AH							
FP-07-05R							
FP-07-06AB							
FP-07-06AH							
FP-07-06R							
FP-08-07AB							
FP-08-07AH							
FP-08-07R							
FP-08-08AC							
FP-08-08M							
FP-08-08R							
FP-08-09AB							
FP-08-09AH							
FP-08-09R							

Figure A-1: Exemple de formulaire utilisé pour le suivi des essais de perméabilité.

Essais in situ			
Date : _____		Manipulateur : _____	
Forage : _____		Météo : _____	
Essai 1			
Mesures		Déroulement de l'essai (heure)	
Niveau initial (m) :		Démarrage capteurs :	
Nombre grandes tiges :		Obturbateur gonflé :	
Nombre petites tiges :		Connecteur retiré :	
Long. tige au dessus sol (m) :		Eau ajoutée :	
Profondeur inst. (m) :		Tige enfoncée :	
Long. tige enfoncée (m) :		Eau retirée :	
Essai réussi ? <input type="checkbox"/>		Obturbateur dégonflé :	
		Appareil retiré :	
Commentaires			
Essai 2			
Mesures		Déroulement de l'essai (heure)	
Niveau initial (m) :		Démarrage capteurs :	
Nombre grandes tiges :		Obturbateur gonflé :	
Nombre petites tiges :		Connecteur retiré :	
Long. tige au dessus sol (m) :		Eau ajoutée :	
Profondeur inst. (m) :		Tige enfoncée :	
Long. tige enfoncée (m) :		Eau retirée :	
Essai réussi ? <input type="checkbox"/>		Obturbateur dégonflé :	
		Appareil retiré :	
Commentaires			
Essai 3			
Mesures		Déroulement de l'essai (heure)	
Niveau initial (m) :		Démarrage capteurs :	
Nombre grandes tiges :		Obturbateur gonflé :	
Nombre petites tiges :		Connecteur retiré :	
Long. tige au dessus sol (m) :		Eau ajoutée :	
Profondeur inst. (m) :		Tige enfoncée :	
Long. tige enfoncée (m) :		Eau retirée :	
Essai réussi ? <input type="checkbox"/>		Obturbateur dégonflé :	
		Appareil retiré :	
Commentaires			

Figure A-2: Exemple de formulaire utilisé pour le suivi des essais de choc hydraulique

ANNEXE 7 : SCRIPT VBA PERMETTANT D'AUTOMATISER LA MÉTHODE DE CHIASSON (2005)

Sub AnalyseChiasson()

'Cette macro automatise le choix des paramètres pour la méthode de Chiasson (2005). Elle utilise le solveur d'Excel.
'Celui-ci est appelé plusieurs fois, en faisant varier la solution initiale. Les valeurs de RMSE (racine carrée de la
'moyenne du carré des erreurs) et de ME, la moyenne des erreurs doivent être données par des formules dans
'des cellules. Trois cellules contiennent les valeurs de $H(t=0)$, H_0 et cK/Sinj , les paramètres à modifier.

Dim MeilleureSolution As Variant, MeilleureRMSE As Double, i As Integer, j As Integer, k As Integer
Dim ParametreA As String, ParametreHt0 As String, ParametreH0 As String, CelluleRMSE As String
Dim CelluleMe As String, ParametreAChanger As String

DepartA = Array(0.00001, 0.000001, 0.0000001) 'Peut être modifié, solution initiale

DepartHt0 = Array(-2, -1, 1, 2) 'Peut être modifié, solution initiale

DepartH0 = Array(-0.2, 0, 0.2) 'Peut être modifié, solution initiale

ParametreA = "E65" 'À modifier

ParametreHt0 = "E63" 'À modifier

ParametreH0 = "E64" 'À modifier

CelluleRMSE = "B68" 'À modifier

CelluleMe = "B67" 'À modifier

ParametreAChanger = "E63:E65" 'À modifier

MeilleureSolution = Array(0, 0, 0)

MeilleureRMSE = 1000

SolverReset

SolverAdd cellref:=ParametreA, relation:=3, formulatext:=0.000000000001 'Valeur minimum de a

SolverAdd cellref:=CelluleMe, relation:=2, formulatext:=0 'Biais

SolverOk setcell:=CelluleRMSE, MaxMinVal:=2, bychange:=ParametreAChanger

Solveroptions Scaling:=True 'Mise à l'échelle automatique

For i = 0 To 2 'On appelle le solveur avec différentes solutions initiales

For j = 0 To 3

For k = 0 To 2

Range(ParametreA) = DepartA(i)

Range(ParametreHt0) = DepartHt0(j)

Range(ParametreH0) = DepartH0(k)

SolverSolve 'Appel du solveur

If IsNumeric(Range(CelluleRMSE)) Then

If Range(CelluleRMSE) < MeilleureRMSE Then

MeilleureSolution(0) = Range(ParametreA) '

MeilleureSolution(1) = Range(ParametreHt0)

MeilleureSolution(2) = Range(ParametreH0)

MeilleureRMSE = Range(CelluleRMSE)

End If

End If

Next k

Next j

Next i

Range(ParametreA) = MeilleureSolution(0) 'On recopie la solution optimale

Range(ParametreHt0) = MeilleureSolution(1)

Range(ParametreH0) = MeilleureSolution(2)

End Sub

ANNEXE 8 : PROFILS GÉOTECHNIQUES POUR LES SITES EXPÉRIMENTAUX DE LACHENAIE

Les figures A-3 à A-9 présentent les profils géotechniques des sites 1, 3, 4, 5, 6, 7 et 9. Les profils géotechniques des sites 2 et 8 ont été donnés à la section 8.1.

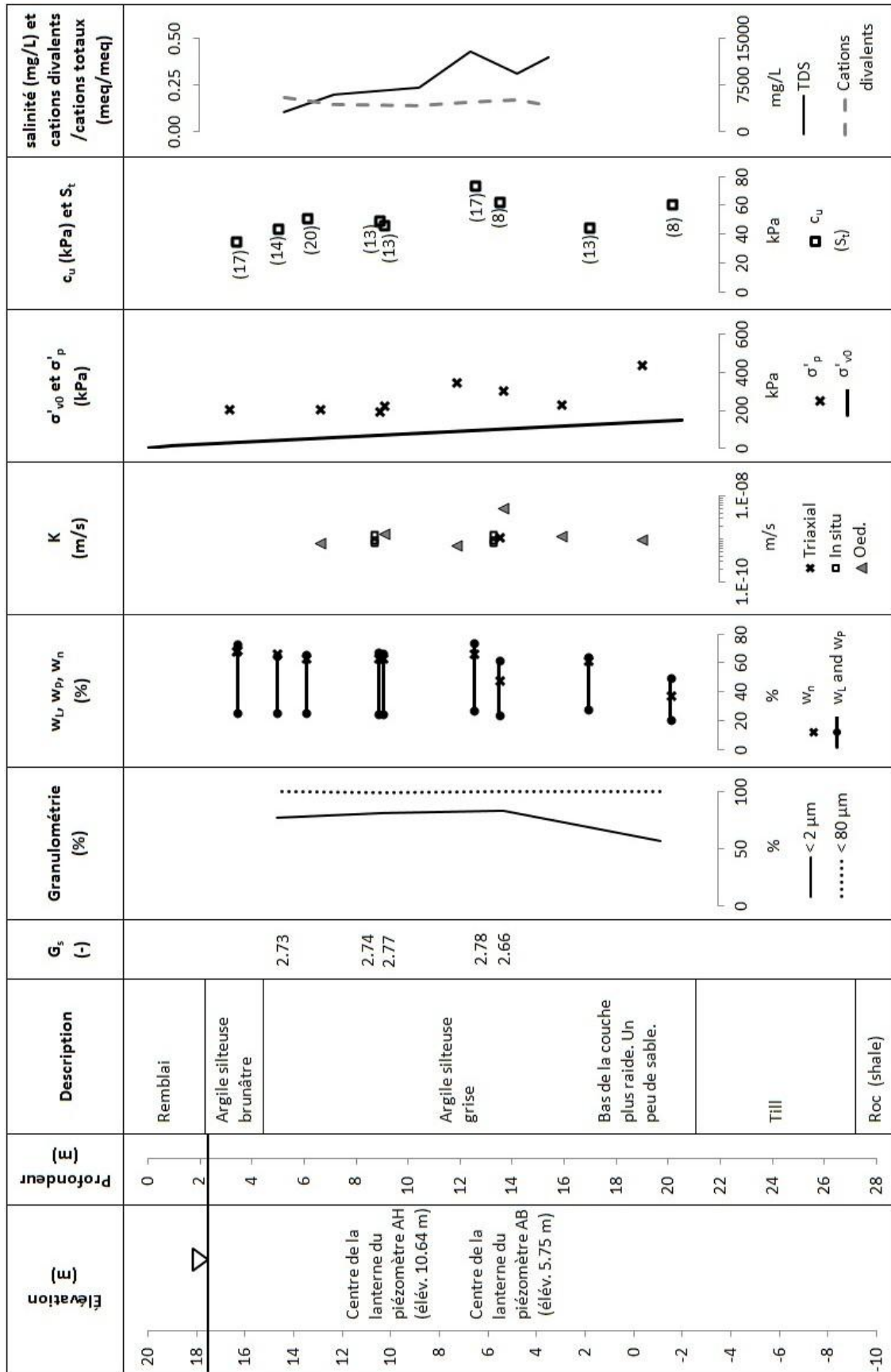


Figure A-3 : Profil géotechnique pour le site 1.

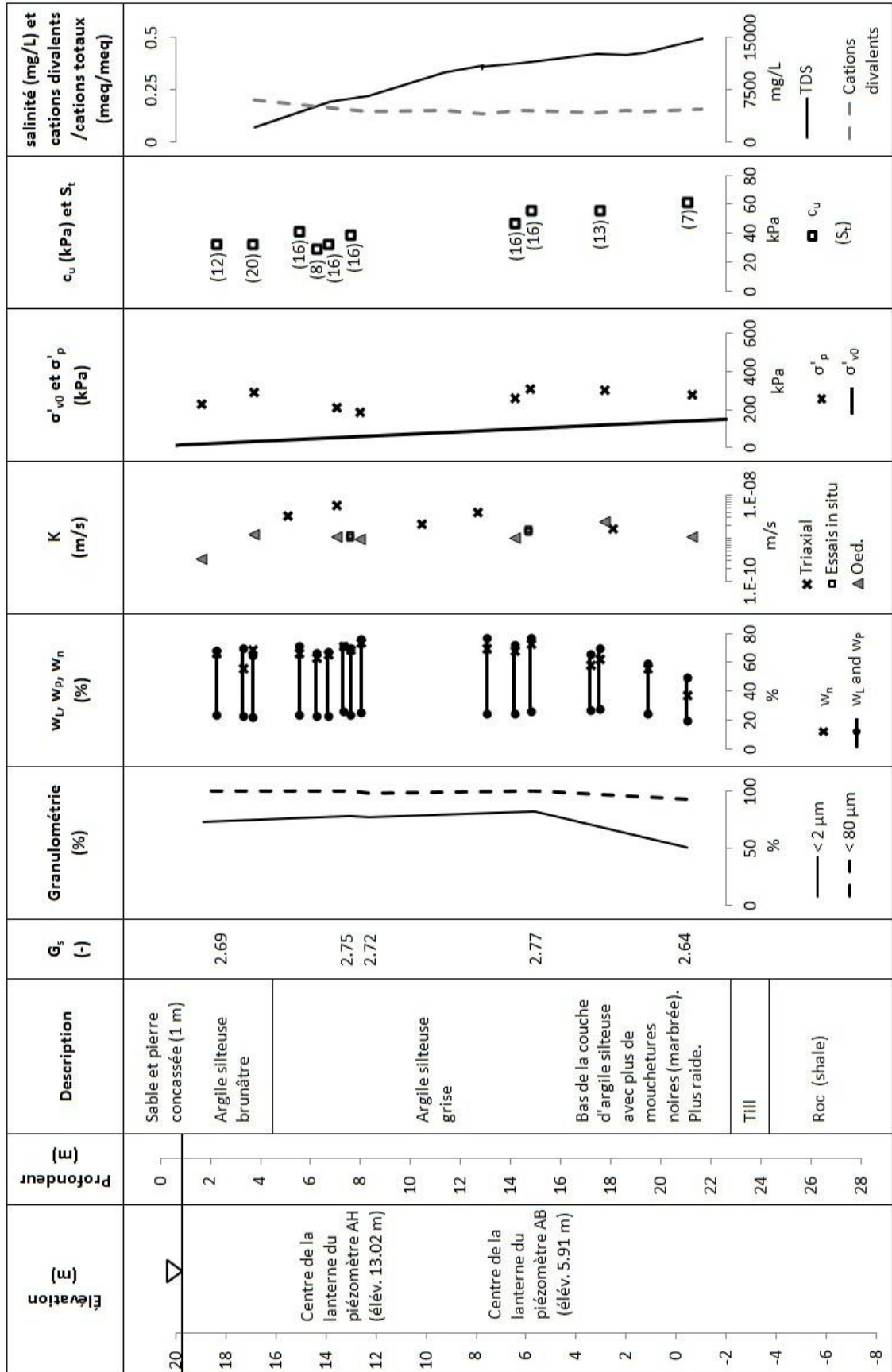


Figure A-4 : Profil géotechnique pour le site 3.

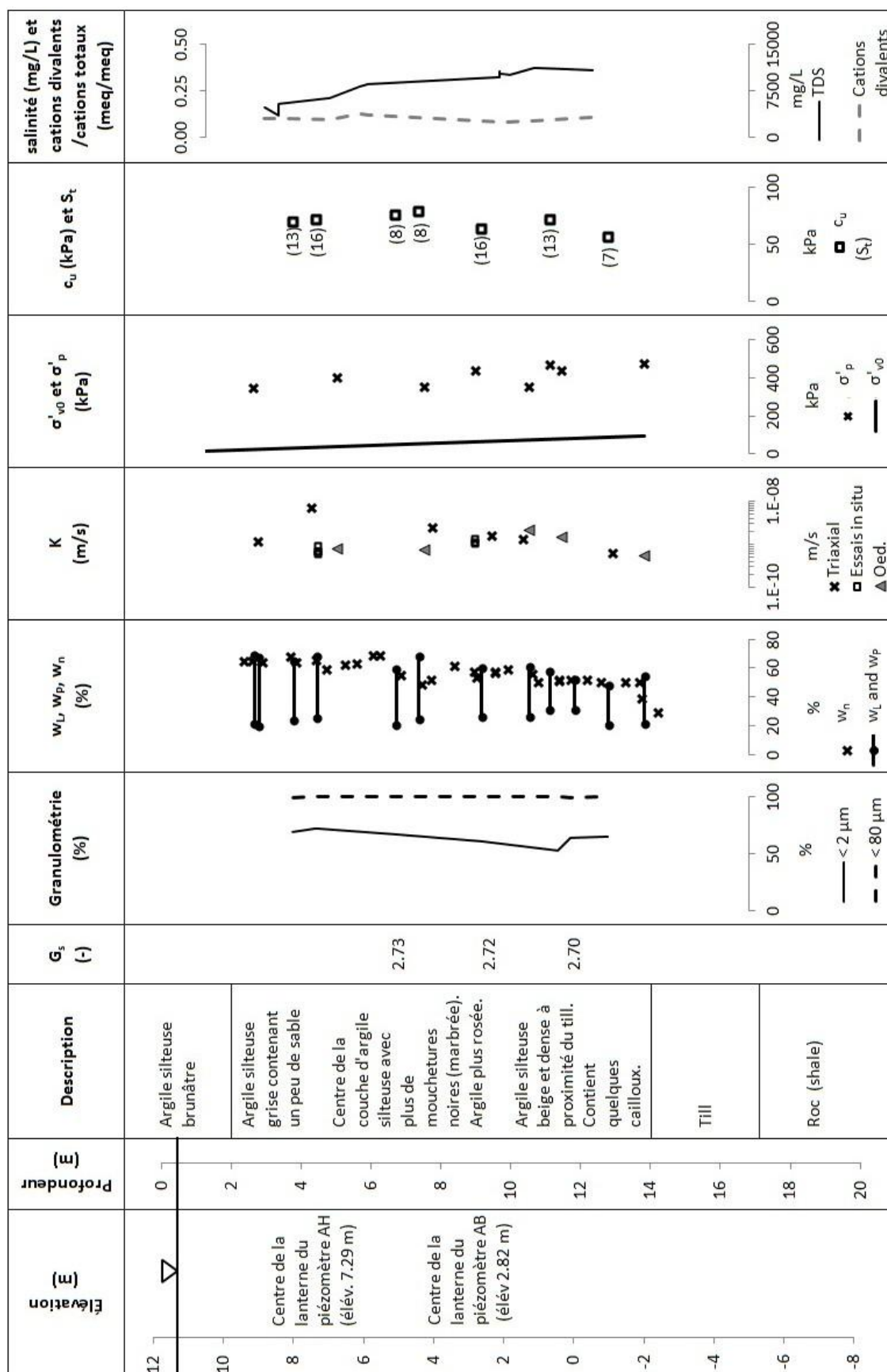


Figure A-5 : Profil géotechnique pour le site 4.

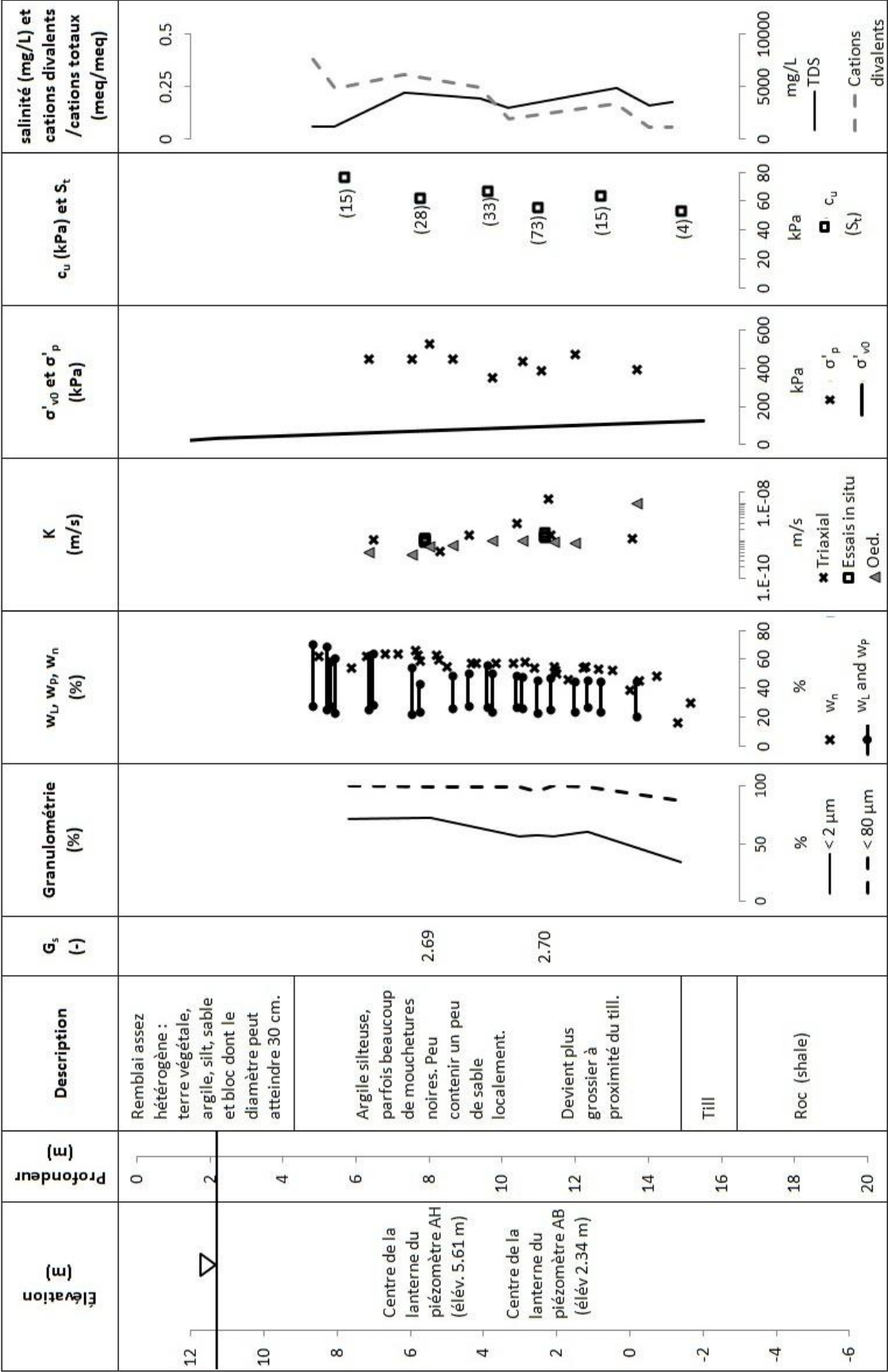


Figure A-6 : Profil géotechnique pour le site 5.

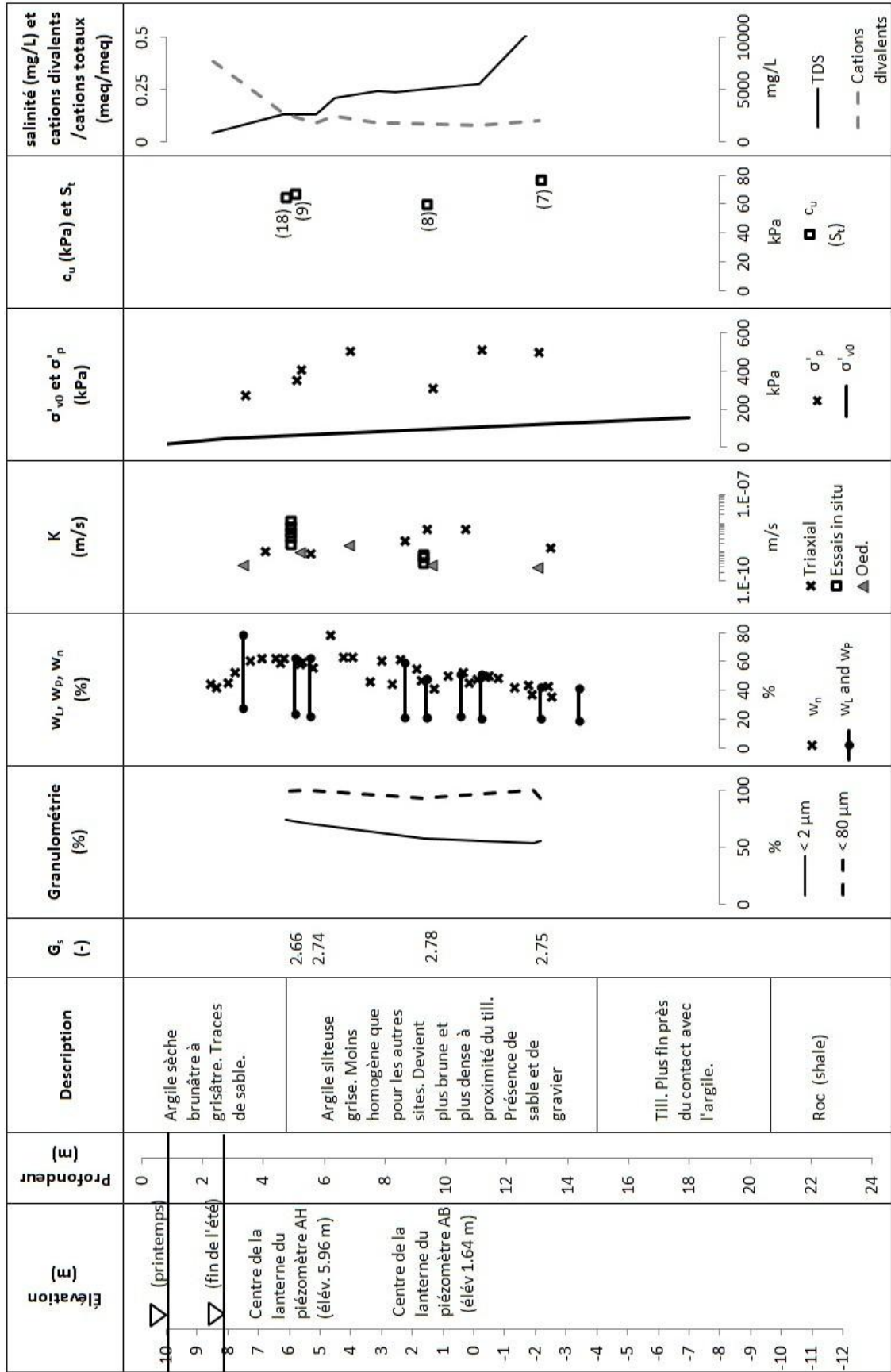


Figure A-7 : Profil géotechnique pour le site 6.

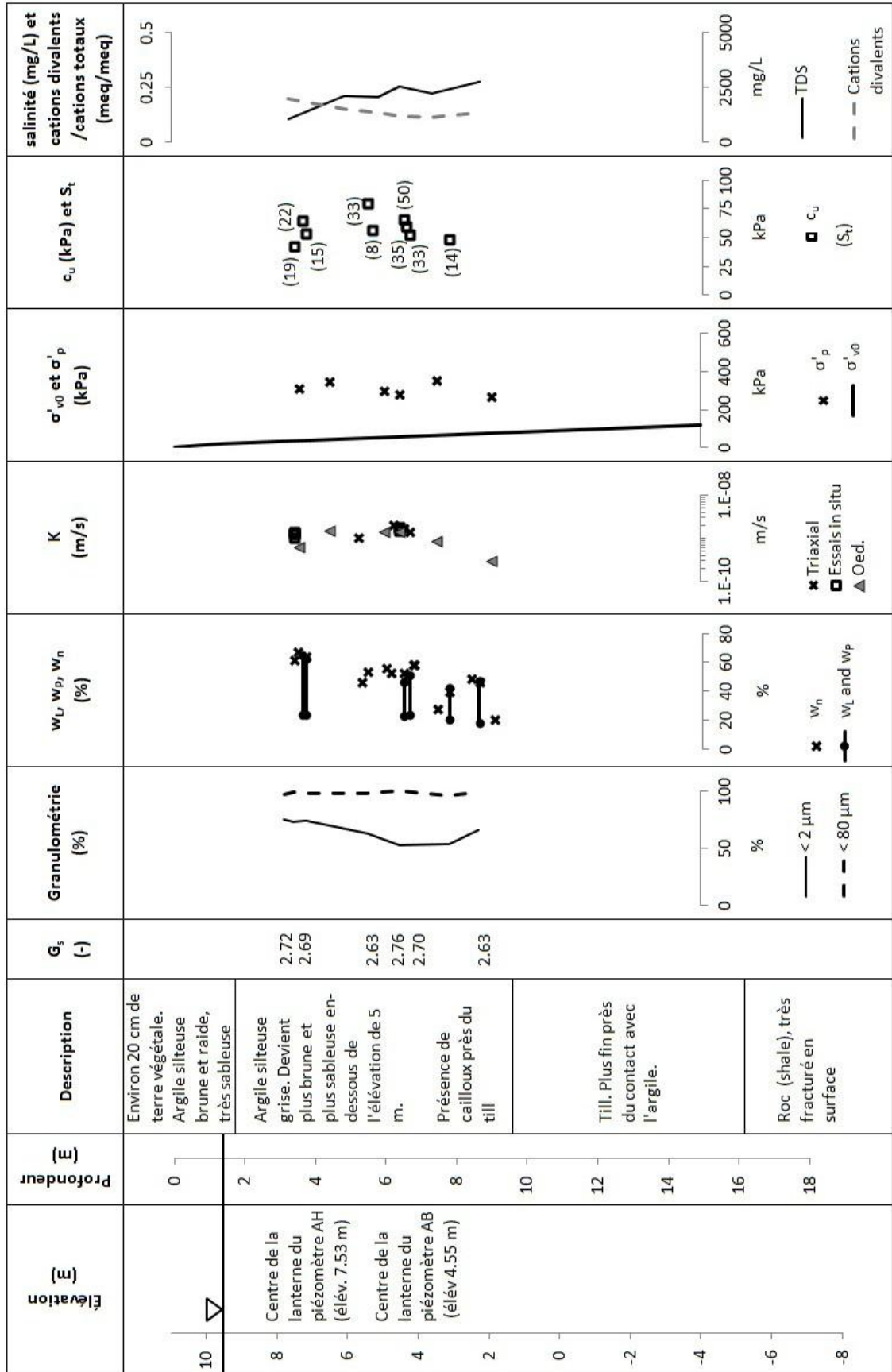


Figure A-8 : Profil géotechnique pour le site 7.

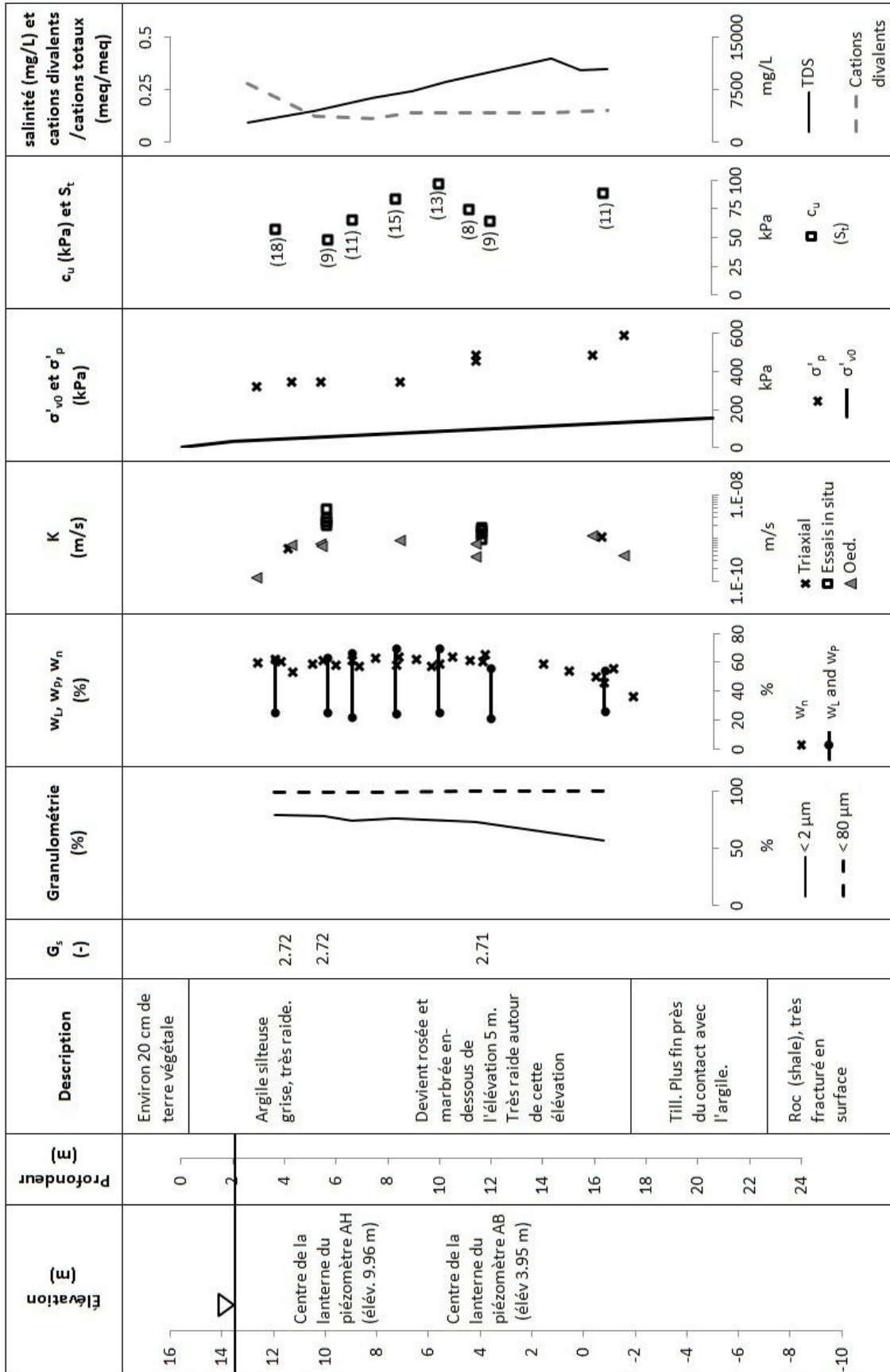


Figure A-9 : Profil géotechnique pour le site 9.

ANNEXE 9 : SOMMAIRE DES ESSAIS RÉALISÉS AU NIVEAU DES LANTERNES DE Puits D'OBSERVATION

Les figures A-10 à A-25 présentent les profils géotechniques des sites 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 9. Le sommaire des résultats pour le puits d'observation 8AC a été donné à la section 8.5.

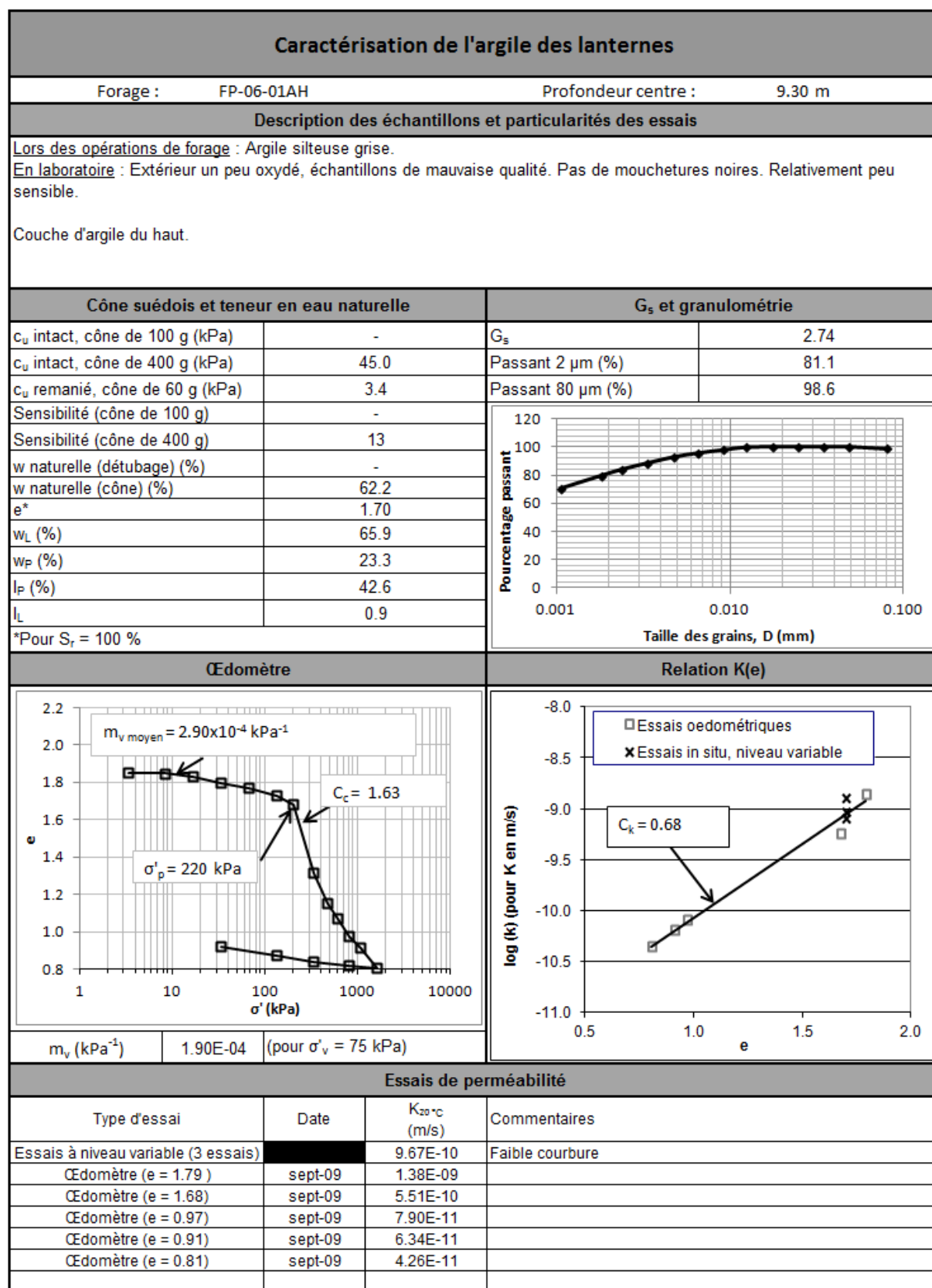


Figure A-10 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 1AH.

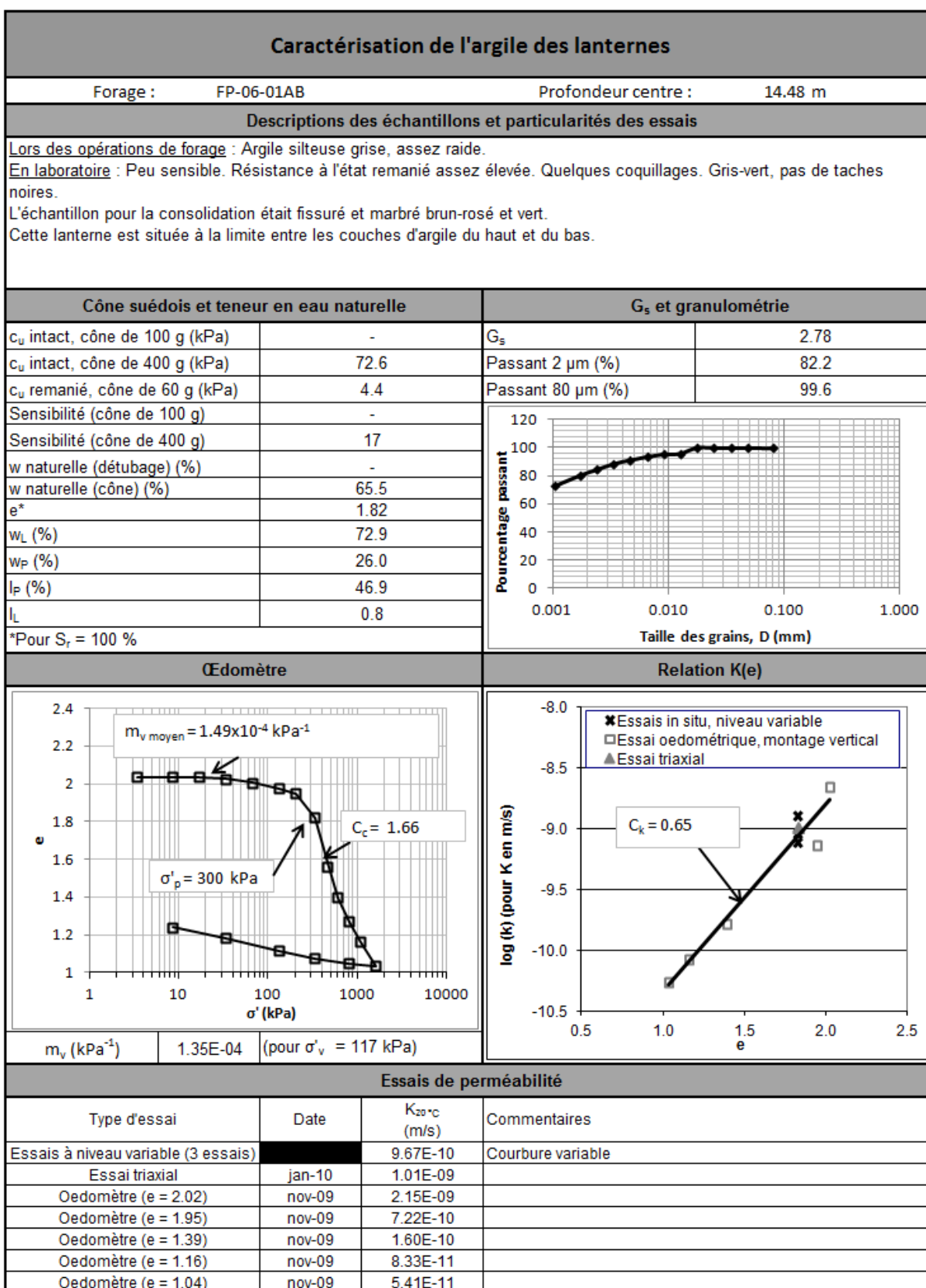


Figure A-11 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 1AB.

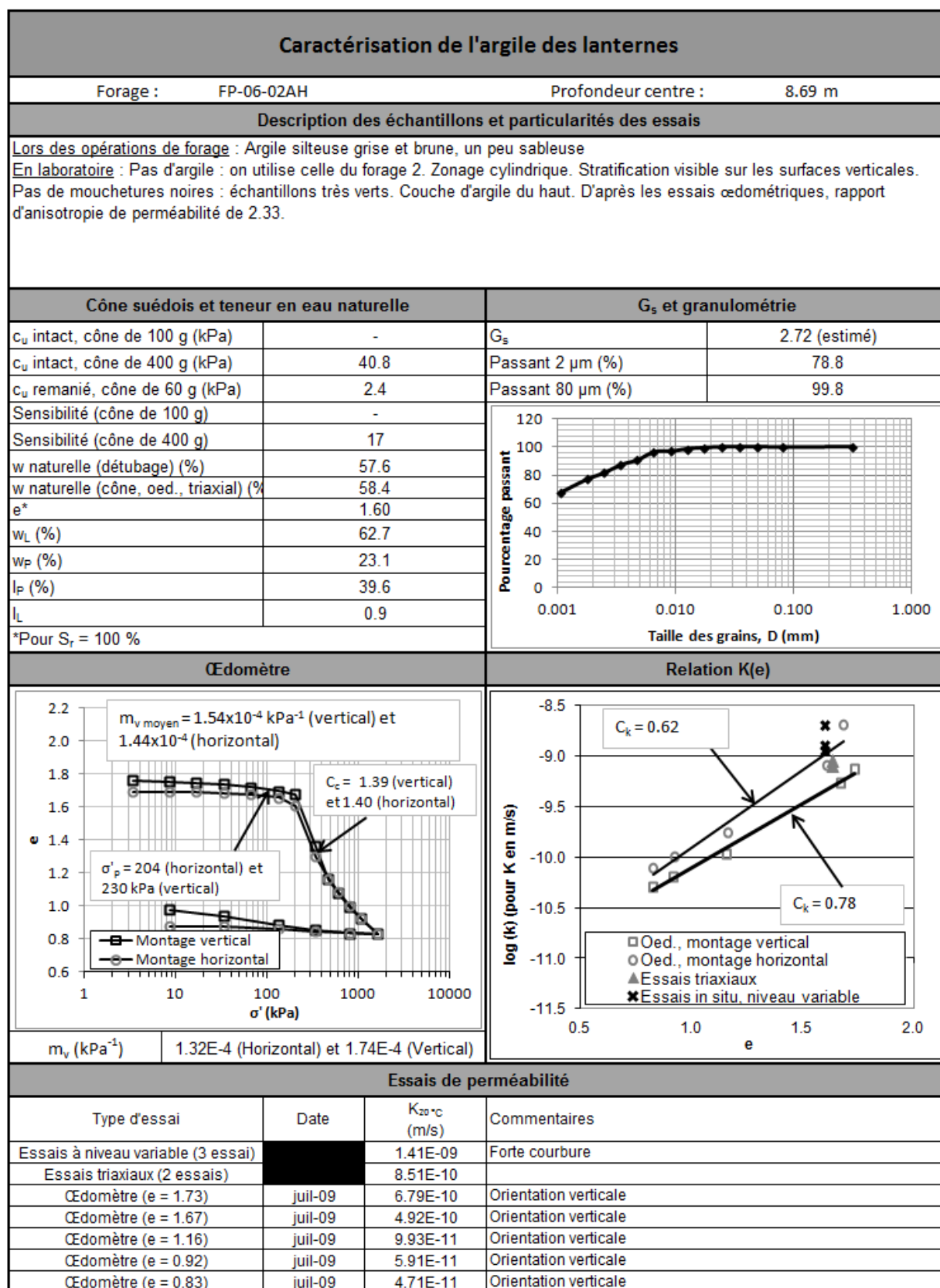


Figure A-12 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 2AH.

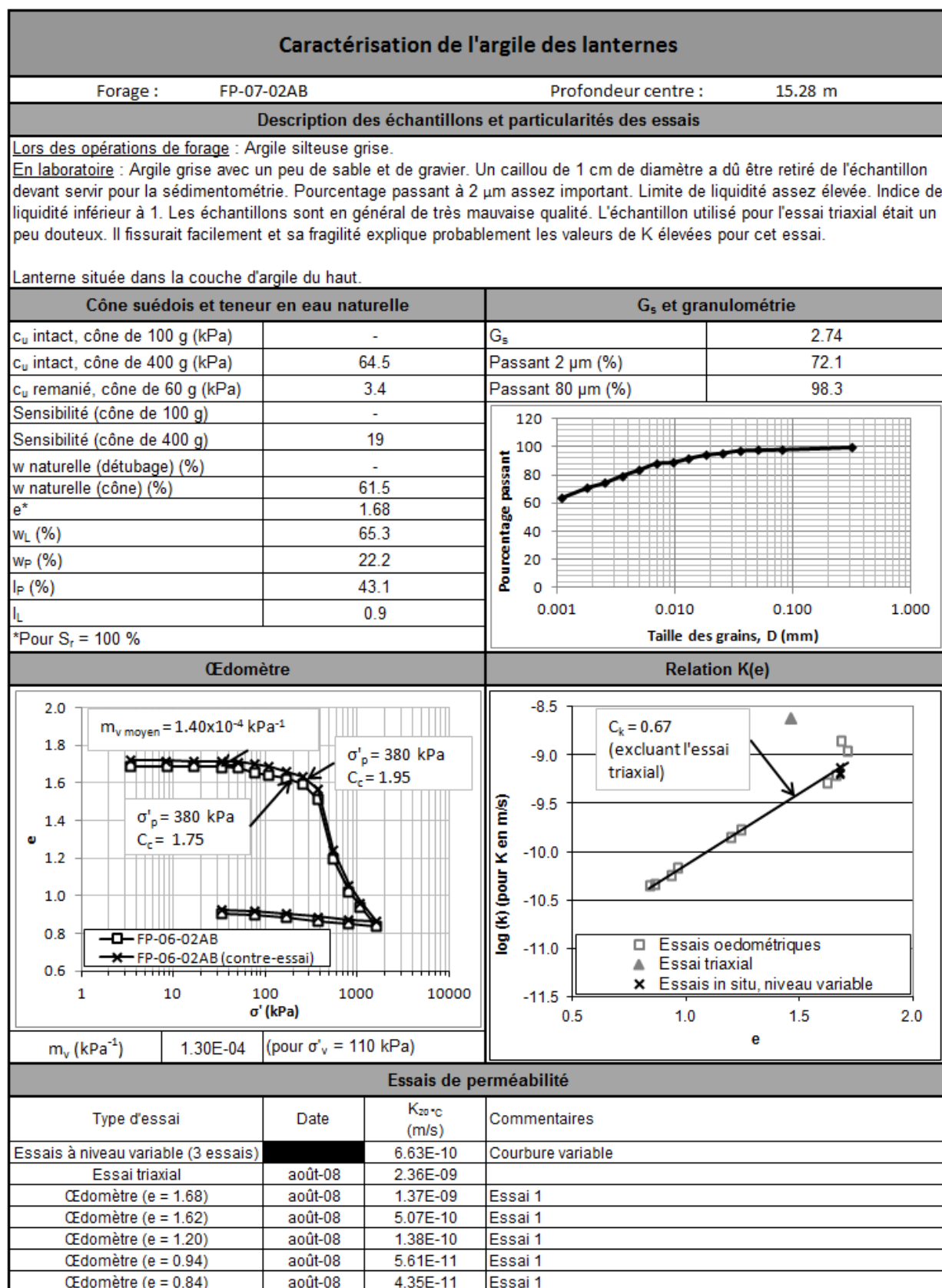


Figure A-13 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 2AB.

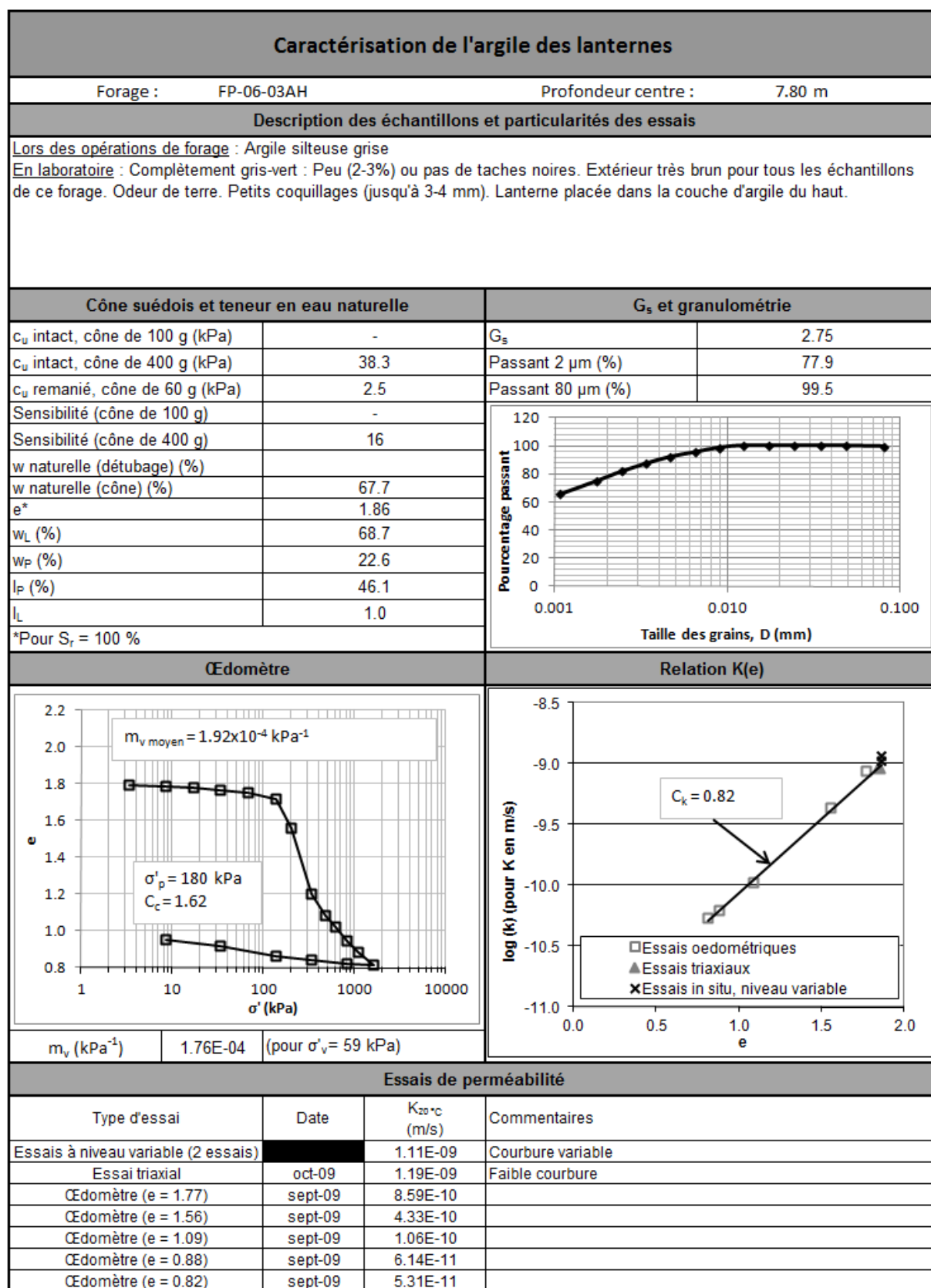


Figure A-14 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 3AH.

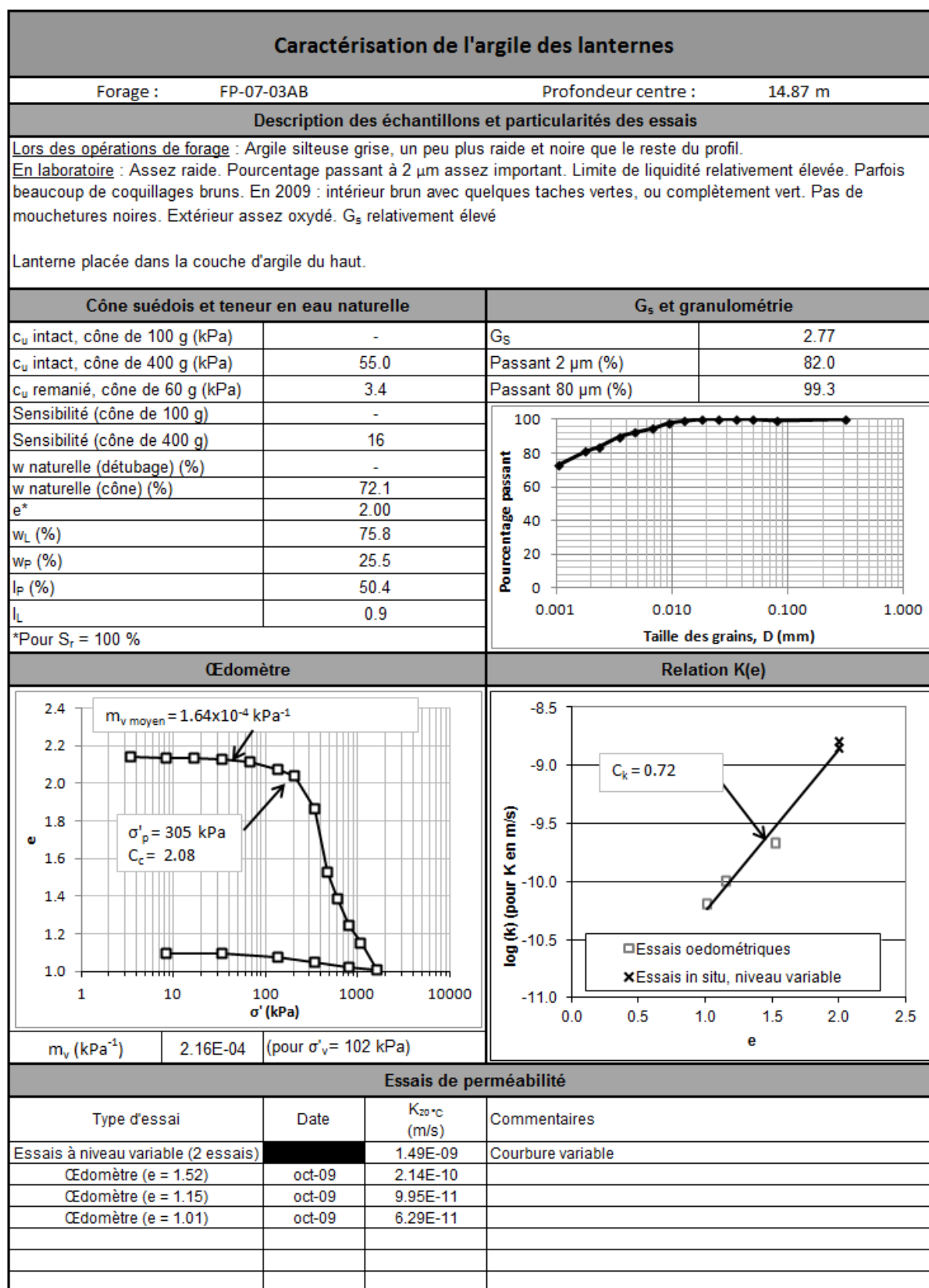


Figure A-15 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 3AB.

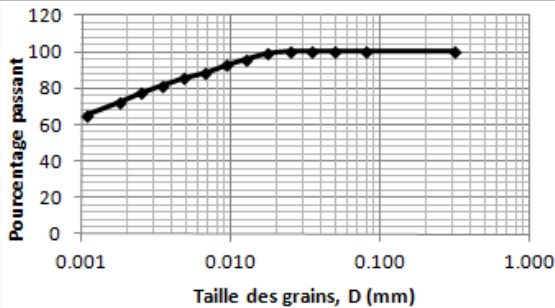
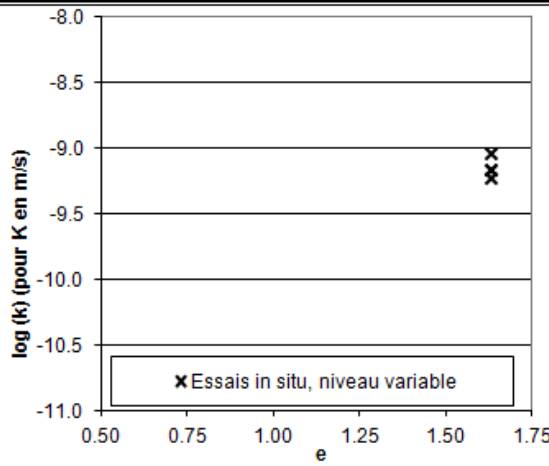
Caractérisation de l'argile des lanternes			
Forage : FP-07-04AH		Profondeur centre : 4.48 m	
Description des échantillons et particularités des essais			
<p>Lors des opérations de forage : Argile silteuse grise, traces de sable.</p> <p>Lors du détubage : Complètement fracturée.</p> <p>En laboratoire : Échantillons de mauvaise qualité. Gris-vert, pas de mouchetures noires. Peu sensible. Ce formulaire aurait pu être complété avec les résultats du forage R pour l'essai de perméabilité triaxial. Toutefois, l'essai triaxial est peu convaincant, la perméabilité semble changer en cours d'essai.</p> <p>Situé dans la couche d'argile du haut.</p>			
Cône suédois et teneur en eau naturelle		G _s et granulométrie	
c _u intact, cône de 100 g (kPa)	-	G _s	2.72 (estimé)
c _u intact, cône de 400 g (kPa)	70.87	Passant 2 µm (%)	73.8
c _u remanié, cône de 60 g (kPa)	4.42	Passant 80 µm (%)	100.0
Sensibilité (cône de 100 g)	-		
Sensibilité (cône de 400 g)	16.0		
w naturelle (détubage) (%)	-		
w naturelle (cône) (%)	59.8		
e*	1.63		
w _L (%)	66.8		
w _P (%)	24.4		
I _P (%)	42.4		
I _L	0.8		
*Pour S _r = 100 % et en utilisant la teneur en eau du détubage.			
Œdomètre		Relation K(e)	
<div>Pas suffisamment d'argile pour réaliser cet essai.</div>			
Essais de perméabilité			
Type d'essai	Date	K _{20 °C} (m/s)	Commentaires
Essais à niveau variable (4 essais)		6.93E-10	Faible courbure

Figure A-16 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 4AH.

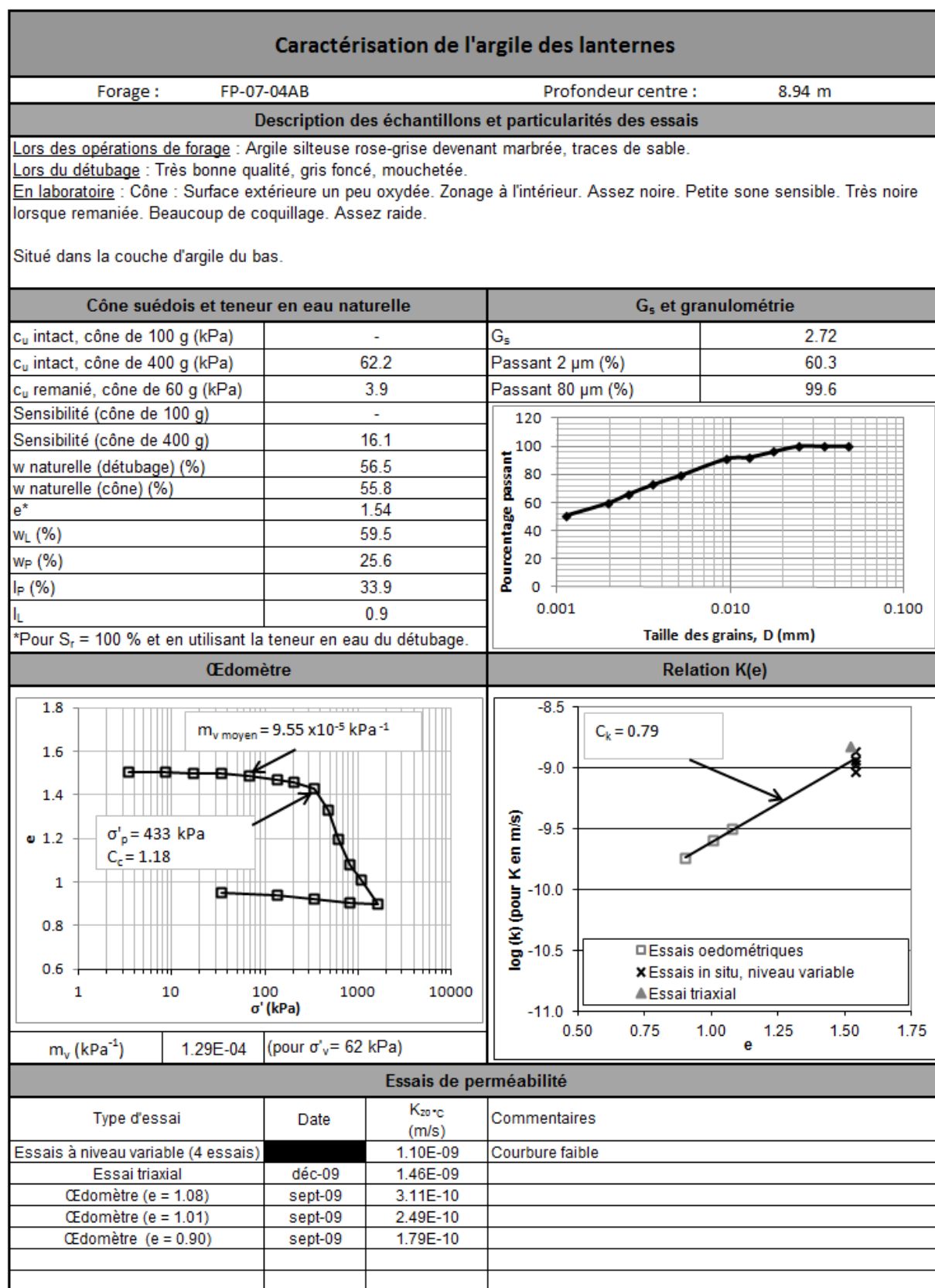


Figure A-17 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 4AB.

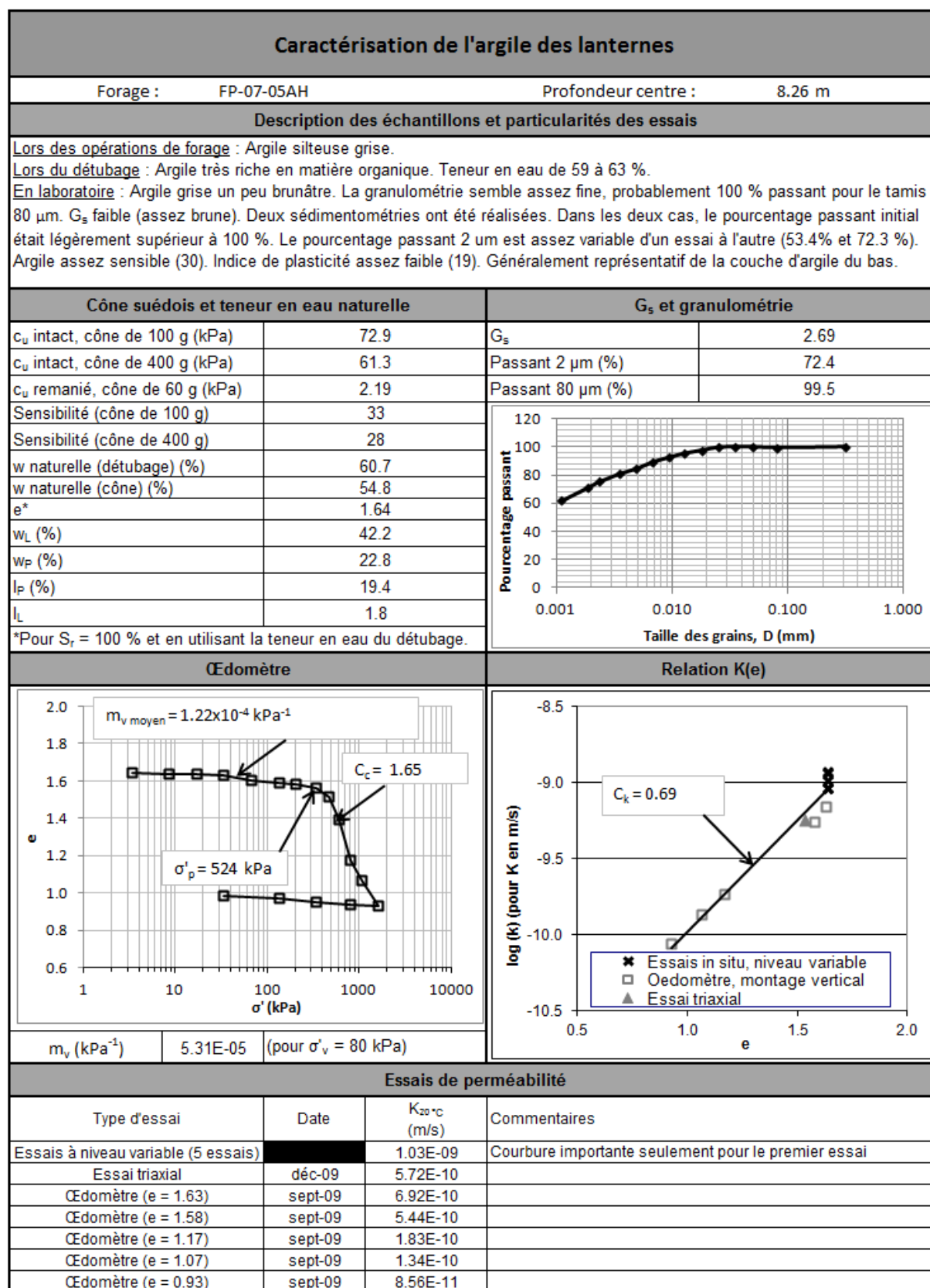


Figure A-18 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 5AH.

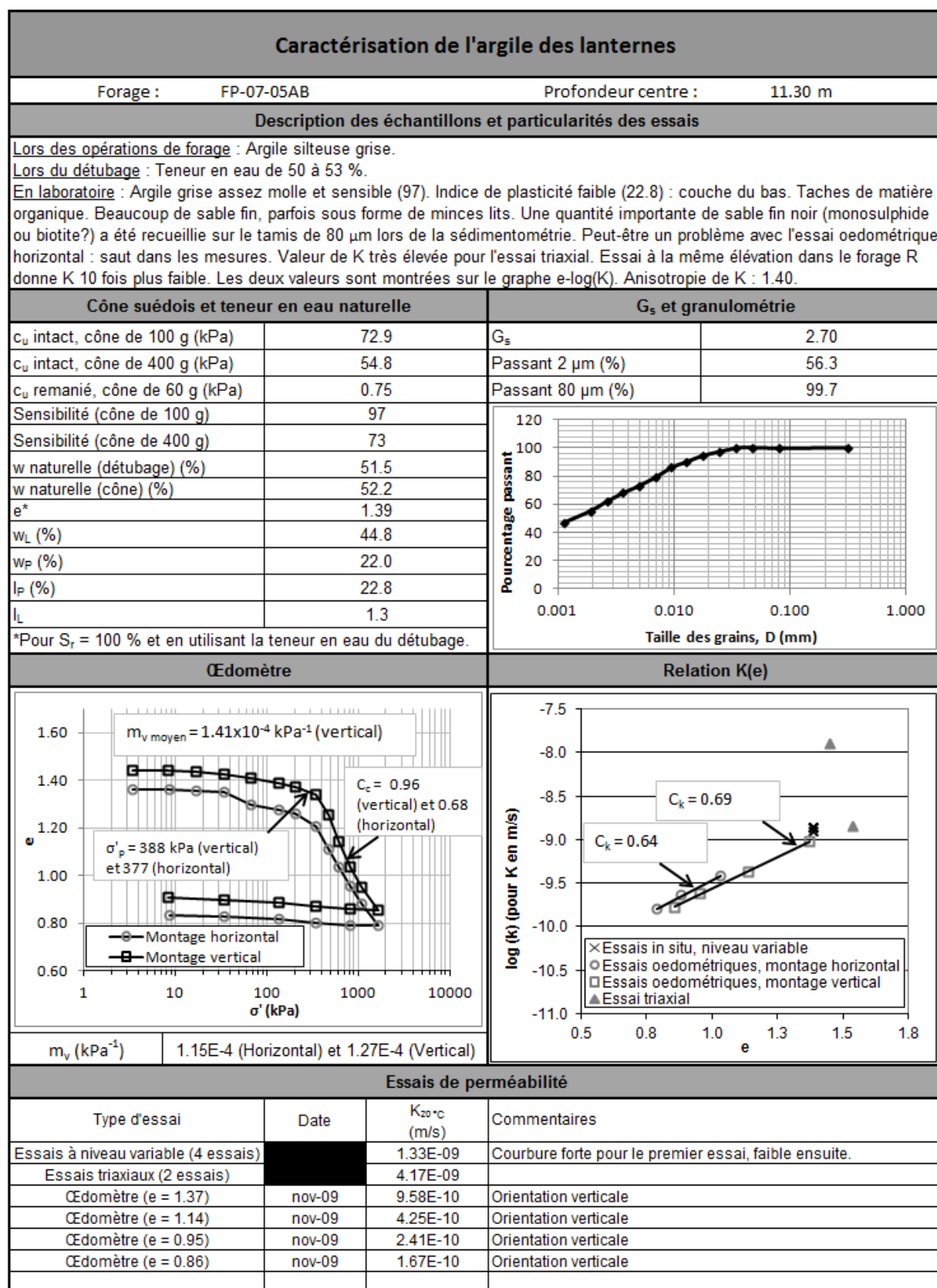


Figure A-19 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 5AB.

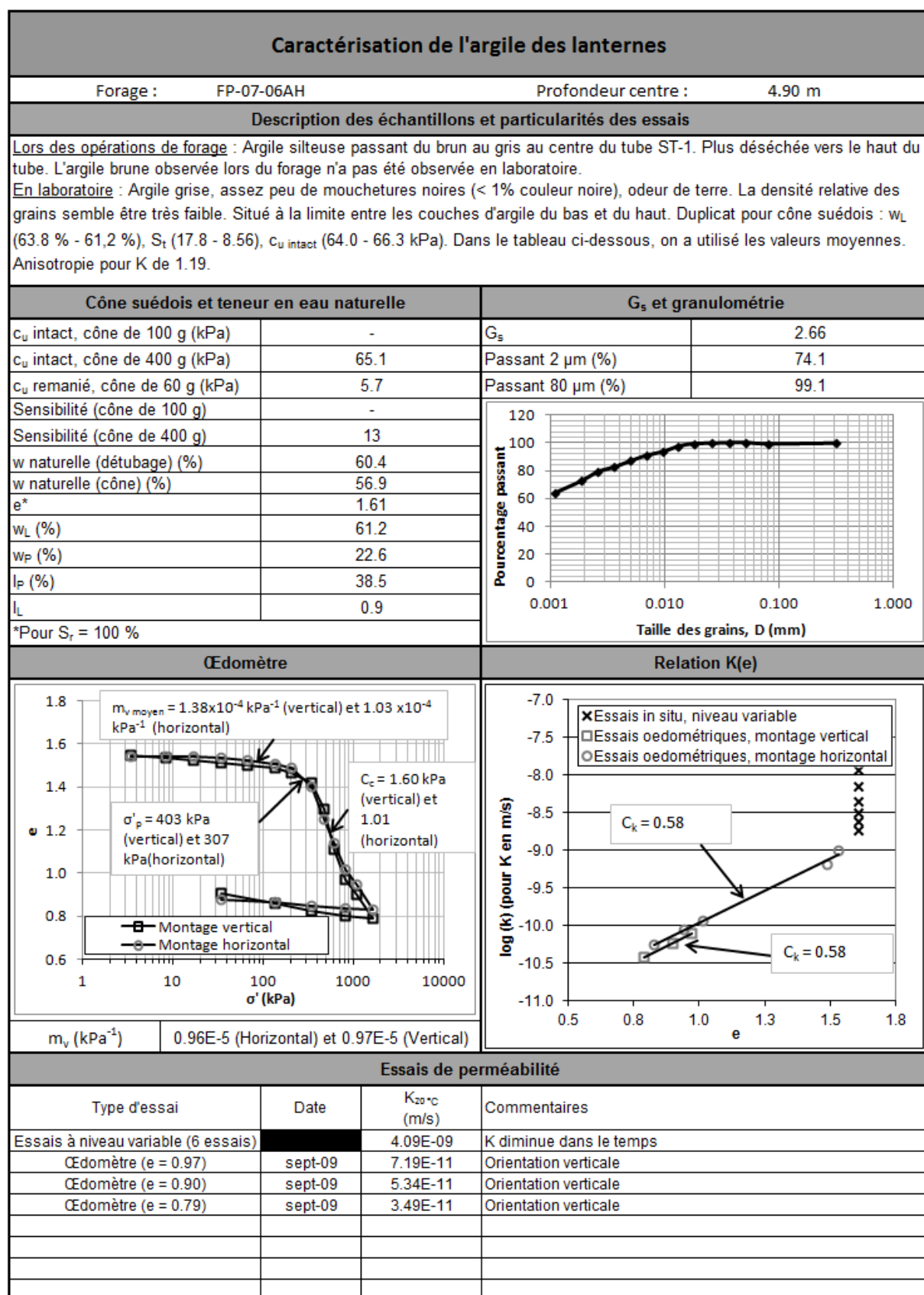


Figure A-20 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 6AH.

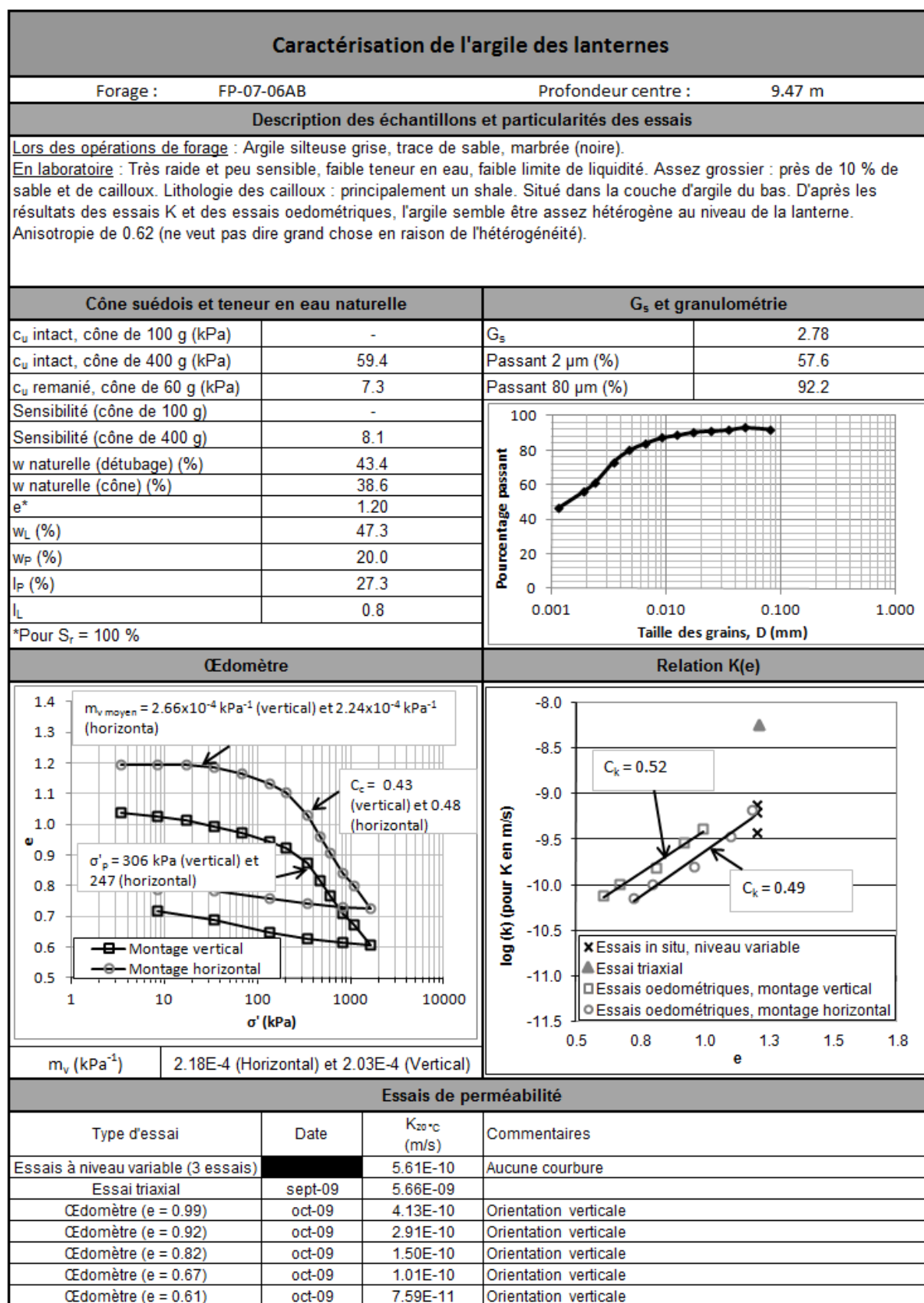


Figure A-21 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 6AB.

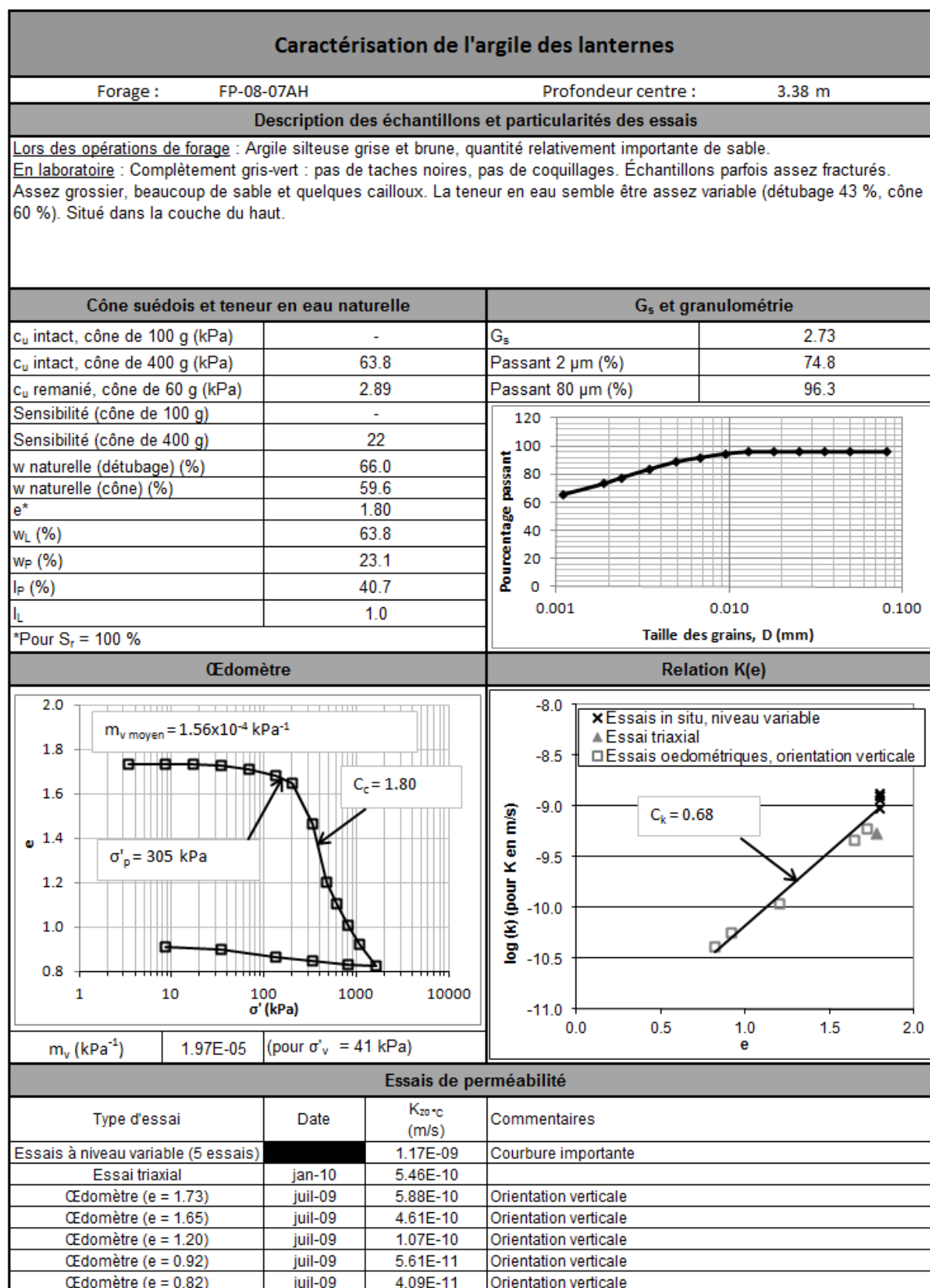


Figure A-22 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 7AH.

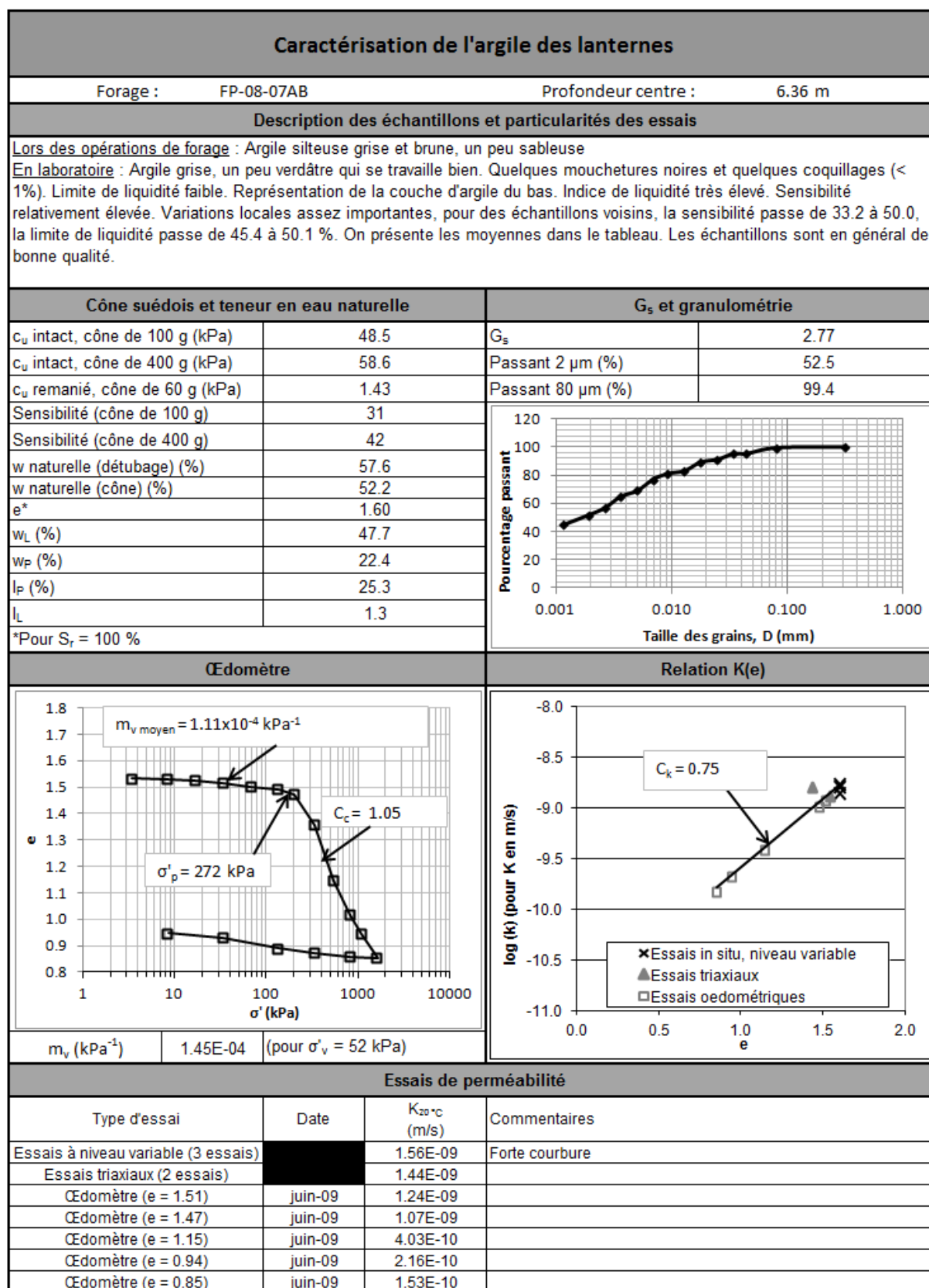


Figure A-23 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 7AB.

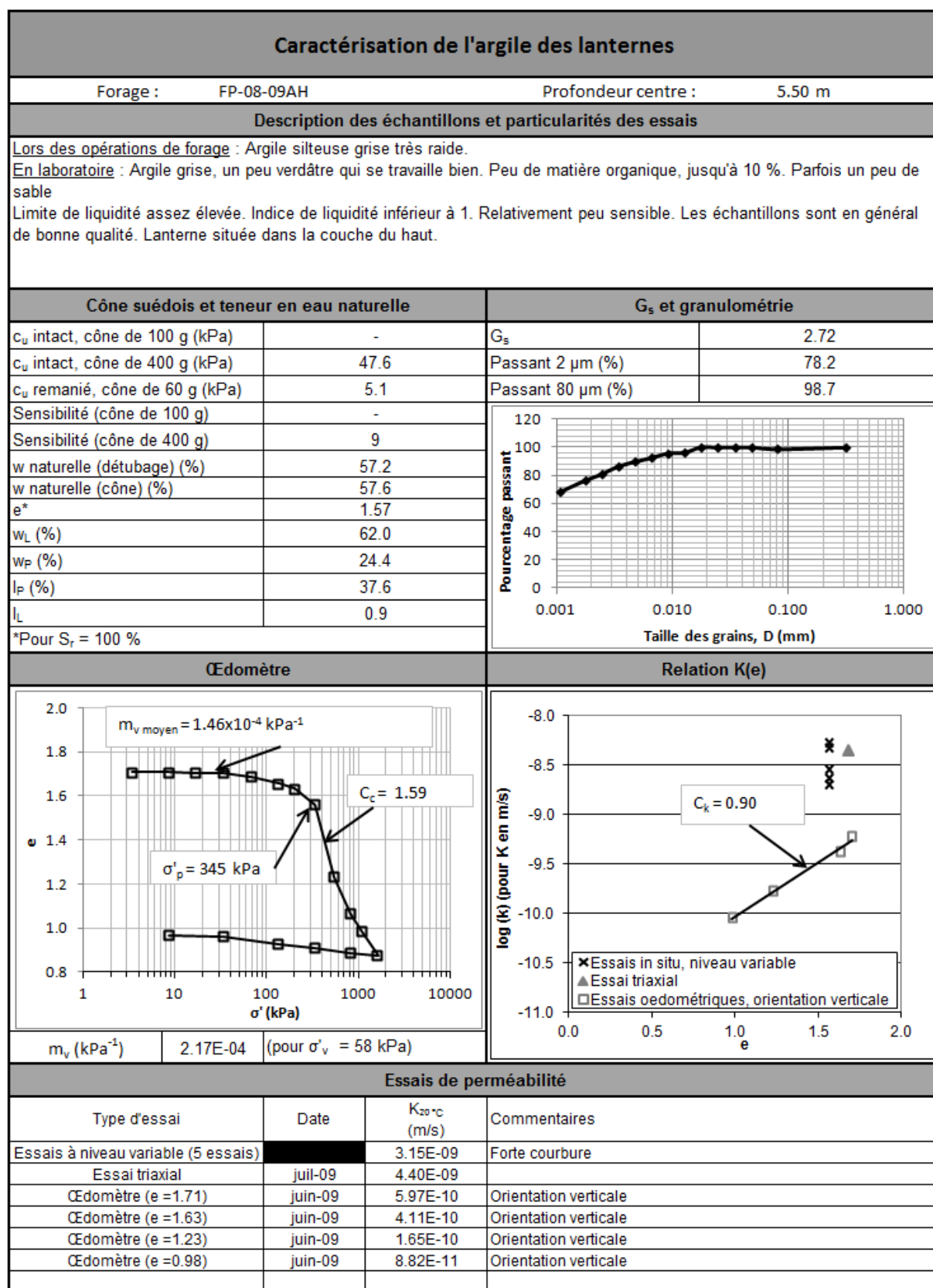


Figure A-24 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 9AH.

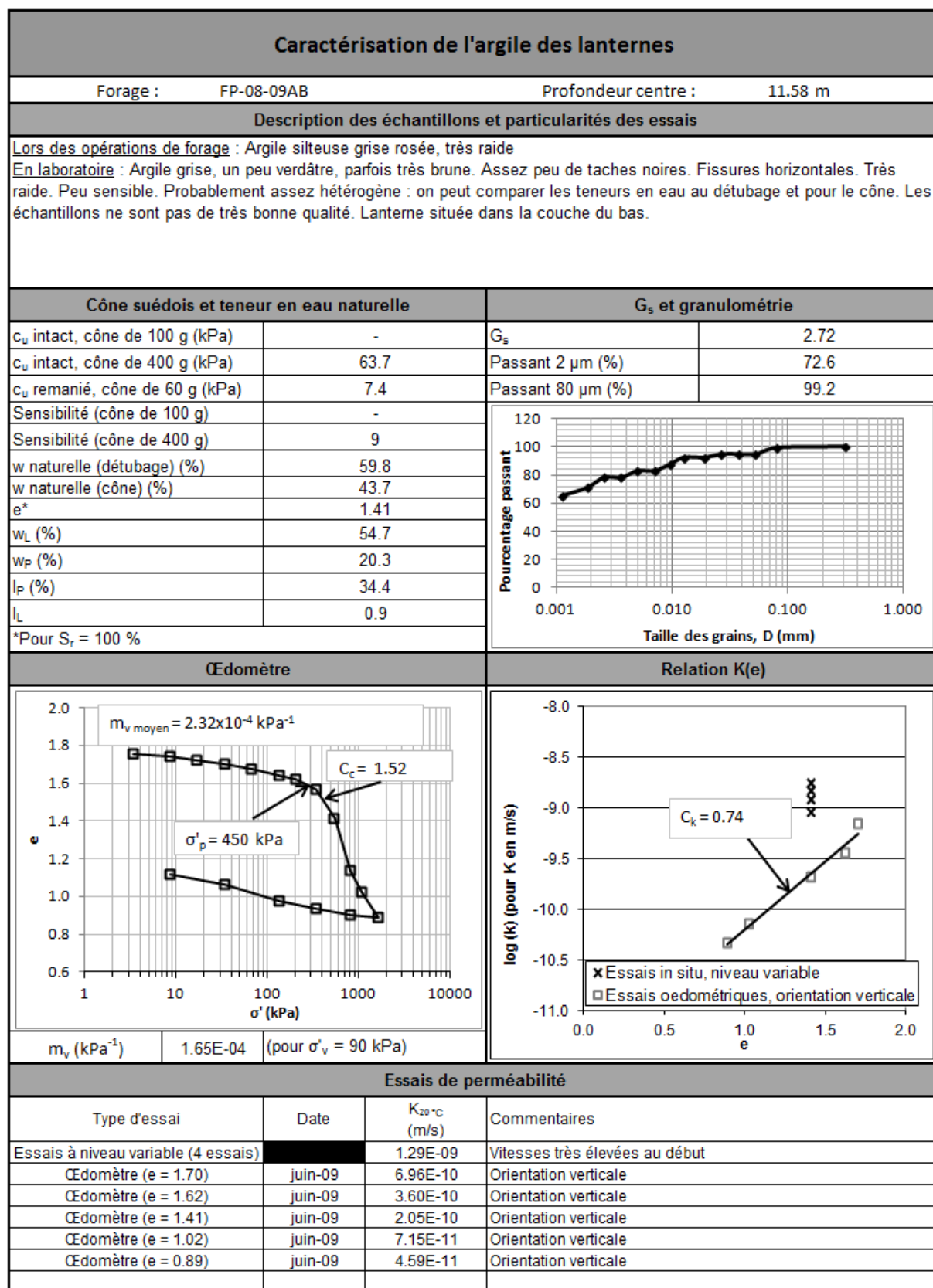


Figure A-25 : Sommaire de la caractérisation de l'argile pour le puits d'observation 9AB.

ANNEXE 10 : SOMMAIRE DES ESSAIS À NIVEAU VARIABLE RÉALISÉS DANS LES Puits D'OBSERVATION

Le tableau A-7 présente les résultats des essais à niveau variable qui ont été réalisés dans les puits d'observation de Lachenaie. La valeur de D donne le diamètre pondéré.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable.

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
01AB	2009-05-05	-1.96	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.02	8.86E-10	9.17E-10	9.04E-10	-	-	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
01AB	2010-07-06	-0.85	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.01	7.71E-10	7.80E-10	7.79E-10	-0.10	-0.10	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
01AB	2008-09-12	1.35	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.03	1.13E-09	1.27E-09	9.31E-10	0.48	0.52	1.00E-03	Vitesses peu précises, courbure importante qui ne suit pas vraiment les courbes types. Valeurs de α estimées.
01AH	2009-05-05	-1.78	52.5	914	88.7	10.3	2.11	-	8.27E-10	7.93E-10	-	-	-	-	Peu de points (5). Première vitesse plus lente que les vitesses suivantes.
01AH	2007-05-23	-0.47	52.5	914	88.7	10.3	2.11	-	8.83E-10	9.04E-10	-	-	-	-	Peu de points (2).
01AH	2008-09-12	1.54	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.01	1.25E-09	1.26E-09	1.28E-09	-	-	1.00E-04	Faible courbure.
02AB	2007-05-23	-0.86	52.5	1372	95.0	14.4	2.84	-	5.38E-10	6.40E-10	-	-	-	-	Peu de points (4). Première vitesse plus rapide.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0.25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
02AB	2009-05-05	0.85	52.5	1372	95.0	14.4	2.84	-	7.21E-10	7.20E-10	-	-	-	-	Peu de points (5). Première vitesse plus rapide.
02AB	2007-06-11	1.71	52.5	1372	95.0	14.4	2.84	1.02	5.61E-10	6.32E-10	5.49E-10	-	-	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
02AH	2007-05-23	-0.92	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.02	8.96E-10	1.13E-09	9.14E-10	-	-	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
02AH	2010-07-06	1.54	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.03	1.72E-09	2.00E-09	1.77E-09	-0.02	0.04	1.00E-03	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
02AH	2007-06-11	1.67	52.5	914	88.7	10.3	2.11	1.02	1.27E-09	1.25E-09	1.17E-09	-	-	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques
03AB	2007-05-23	-0.89	52.5	889	84.7	10.5	2.04	1.02	1.37E-09	1.57E-09	1.40E-09	-	-	5.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
03AB	2007-06-11	1.82	52.5	889	84.7	10.5	2.04	1.01	1.35E-09	1.41E-09	1.38E-09	-	-	1.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
03AH	2007-05-23	-1.09	52.5	864	87.2	9.9	2.02	-	1.16E-09	1.05E-09	-	-	-	-	Peu de points (6). Vitesses peu précises
03AH	2007-06-11	1.94	52.5	864	87.2	9.9	2.02	1.01	1.10E-09	1.17E-09	1.18E-09	-	-	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
04AB	2010-07-07	-1.81	52.5	1016	91.2	11.1	2.28	1.01	1.13E-09	1.13E-09	1.08E-09	-0.12	-0.13	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
04AB	2010-08-05	-1.24	52.5	1016	91.2	11.1	2.28	1.01	1.13E-09	1.06E-09	1.13E-09	0.17	0.20	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
04AB	2011-11-13	0.91	12.6	1016	91.2	11.1	2.28	1.03	9.41E-10	9.03E-10	9.67E-10	0.09	0.07	1.00E-03	Vitesses précises. La première vitesse est plus rapide que ce qui est prédit par les courbes types.
04AB	2009-05-05	0.98	52.5	1016	91.2	11.1	2.28	1.02	1.25E-09	1.35E-09	1.09E-09	0.36	0.40	5.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
04AH	2007-12-11	-2.95	52.5	940	86.3	10.9	2.13	1.01	6.33E-10	5.75E-10	6.69E-10	-	-	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
04AH	2009-05-05	-0.97	52.5	940	86.3	10.9	2.13	-	6.88E-10	6.68E-10	-	-0.03	-0.01	-	Peu de points (5).
04AH	2010-09-30	1.09	52.5	940	86.3	10.9	2.13	1.02	7.68E-10	8.85E-10	7.83E-10	0.46	0.53	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
04AH	2008-09-12	1.28	52.5	940	86.3	10.9	2.13	-	7.93E-10	6.78E-10	-	-	-	-	Peu de points (5).
05AB	2008-02-06	-1.31	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.00	1.30E-09	1.35E-09	1.18E-09	-	-	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure qui suit les courbes théoriques.
05AB	2007-12-11	-0.73	52.5	660	79.8	8.3	1.64	-	1.53E-09	1.38E-09	-	-	-	-	Peu de points (5).
05AB	2008-09-12	0.98	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.00	1.31E-09	1.22E-09	1.31E-09	-	-	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
05AB	2008-04-22	1.99	52.5	660	79.8	8.3	1.64	-	1.20E-09	1.37E-09	-	-	-	-	Peu de points (6).

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
05AH	2010-07-06	-1.67	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.00	9.04E-10	9.24E-10	8.19E-10	-0.19	-0.21	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
05AH	2007-12-11	-0.92	52.5	660	79.8	8.3	1.64	-	1.12E-09	1.14E-09	-	-	-	-	Peu de points (6).
05AH	2010-09-30	0.74	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.01	1.09E-09	1.19E-09	1.09E-09	0.21	0.23	5.00E-04	Vitesses précises. La courbure suit les courbes théoriques.
05AH	2008-09-12	2.04	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.00	9.26E-10	9.22E-10	9.33E-10	-	-	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
05AH	2009-05-05	2.07	52.5	660	79.8	8.3	1.64	1.00	9.33E-10	1.02E-09	9.33E-10	0.01	0.12	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
06AB	2008-02-06	-1.88	52.5	711	77.3	9.2	1.70	1.01	6.20E-10	6.25E-10	5.40E-10	-	-	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
06AB	2010-07-08	1.77	52.5	711	77.3	9.2	1.70	-	4.12E-10	3.72E-10	-	-0.64	-0.79	-	Peu de points (6).

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
06AB	2009-05-05	2.11	52.5	711	77.3	9.2	1.70	1.01	7.33E-10	7.57E-10	6.96E-10	-	-	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
06AH	2010-09-30	-2.15	52.5	737	79.9	9.2	1.76	-	1.67E-09	1.79E-09	-	1.12	1.06	-	Vitesses très peu précises.
06AH	2008-02-06	-1.75	52.5	737	79.9	9.2	1.76	1.01	6.94E-09	7.06E-09	6.61E-09	-	-	1.00E-04	Vitesses précises. Faible courbure.
06AH	2007-12-06	-0.44	52.5	737	79.9	9.2	1.76	-	1.06E-08	1.15E-08	-	-	-	-	Plus ou moins précis : effet des variations saisonnières de la charge. Peu de points non influencés (6).
06AH	2010-07-08	0.95	52.5	737	79.9	9.2	1.76	1.02	2.90E-09	3.10E-09	2.96E-09	0.03	0.05	5.00E-04	Vitesses plus ou moins précises, mais la courbure suit les courbes types.
06AH	2011-11-06	2.32	12.6	737	79.9	9.2	1.76	1.02	2.28E-09	2.39E-09	2.32E-09	0.03	0.06	5.00E-04	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
06AH	2009-05-05	1.96	52.5	737	79.9	9.2	1.76	1.01	3.91E-09	4.34E-09	3.63E-09	-	-	1.00E-04	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
07AB	2010-09-30	-2.17	52.5	838	82.9	10.1	1.94	1.03	1.14E-09	1.38E-09	1.17E-09	0.29	0.18	1.00E-03	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
07AB	2010-08-05	-0.90	52.5	838	82.9	10.1	1.94	1.02	1.57E-09	1.62E-09	1.52E-09	-0.06	-0.07	5.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
07AB	2009-05-05	1.61	52.5	838	82.9	10.1	1.94	1.02	1.48E-09	1.72E-09	1.62E-09	-	-	5.00E-04	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
07AH	2010-09-30	-1.66	52.5	711	78.7	9.0	1.71	1.01	1.16E-09	1.25E-09	1.17E-09	0.34	0.29	1.00E-04	Vitesses plus ou moins précises.
07AH	2010-07-08	-1.16	52.5	711	78.7	9.0	1.71	-	1.26E-09	9.55E-10	-	-0.02	0.15	-	Vitesses peu précises, courbure inverse (vitesses plus lentes au départ).
07AH	2009-10-08	-0.69	52.5	711	78.7	9.0	1.71	-	1.21E-09	1.32E-09	-	-	-	-	Peu de points (6).
07AH	2009-05-05	1.30	52.5	711	78.7	9.0	1.71	-	1.14E-09	1.24E-09	-	-	-	-	Peu de points (6).

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
07AH	2010-08-05	1.52	52.5	711	78.7	9.0	1.71	1.03	1.10E-09	1.14E-09	9.44E-10	0.09	0.11	1.00E-03	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
08AC	2010-08-05	-1.34	52.5	660	76.0	8.7	1.61	1.01	1.45E-09	1.45E-09	1.46E-09	-0.31	-0.30	5.00E-04	Vitesse plus ou moins précises.
08AC	2009-10-08	-0.99	52.5	660	76.0	8.7	1.61	-	1.43E-09	1.40E-09	-	-0.08	-0.06	-	Peu de points (6).
08AC	2010-07-07	0.79	52.5	660	76.0	8.7	1.61	-	1.60E-09	1.90E-09	-	0.17	0.23	-	Peu de points (6).
08AC	2009-05-05	0.95	52.5	660	76.0	8.7	1.61	-	8.09E-10	1.35E-09	-	-	-	-	Peu de points (4).
08AC	2010-10-15	0.99	52.5	660	76.0	8.7	1.61	-	1.27E-09	1.31E-09	-	0.52	0.53	-	Peu de points (5).
08AC	2011-11-02	0.91	12.6	660	76.0	8.7	1.61	1.01	1.24E-09	1.20E-09	1.25E-09	-	-	5.00E-04	Vitesse plus ou moins précises.

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
09AB	2010-07-07	-1.81	52.5	762	79.8	9.5	1.80	1.02	1.13E-09	1.21E-09	1.15E-09	-0.07	-0.12	5.00E-04	Essai avec variations saisonnières de la charge importantes.
09AB	2009-10-08	-0.80	52.5	762	79.8	9.5	1.80	-	1.58E-09	1.74E-09	-	-0.13	-0.17	-	Peu de points (6).
09AB	2010-08-05	0.50	52.5	762	79.8	9.5	1.80	-	1.08E-09	9.02E-10	-	0.39	0.33	-	Peu de points (6).
09AB	2009-05-05	2.07	52.5	762	79.8	9.5	1.80	1.02	1.17E-09	1.48E-09	1.19E-09	-	-	5.00E-04	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
09AH	2010-07-07	-1.65	52.5	686	77.4	8.9	1.66	1.06	1.86E-09	2.28E-09	1.97E-09	-0.12	-0.24	5.00E-03	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
09AH	2009-10-08	-0.96	52.5	686	77.4	8.9	1.66	1.06	1.66E-09	1.98E-09	1.76E-09	0.02	-0.01	5.00E-03	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
09AH	2010-08-05	1.02	52.5	686	77.4	8.9	1.66	1.02	2.51E-09	2.83E-09	2.41E-09	-0.06	0.01	1.00E-03	Vitesse précises, la courbure ne suit pas exactement les courbes types

Tableau A-7 : Résultats des essais à niveau variable (suite).

Puits	Date du début de l'essai	H(t=0) (m)	d (mm)	L = L ₁ + L ₂ (mm)	D (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	cS _{inj} */ c _{0,25} S _{inj} (m) (Tbl. 10-1)	K _{20°C} (m/s)			H ₀ (m)		α (-) Graph. adim. (chap. 10)	Commentaires
									Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	Chapuis et al. (1981) (chap. 9)	Chiasson (2005) (chap. 9)		
09AH	2009-05-05	1.58	52.5	686	77.4	8.9	1.66	1.09	3.72E-09	4.60E-09	4.05E-09	-	-	1.00E-02	Vitesse précises, la courbure suit les courbes types.
09AH	2011-09-07	1.46	12.6	686	77.4	8.9	1.66	1.09	5.87E-09	5.26E-09	6.38E-09	0.47	0.39	1.00E-02	Vitesse précises, la courbure ne suit pas exactement les courbes types

ANNEXE 11 : SOMMAIRE DES ESSAIS DE CHOC HYDRAULIQUE

Le tableau A-8 présente les résultats des essais de choc hydraulique qui ont été réalisés dans les puits d'observation de Lachenaie.

Tableau A-8 : Résultats des essais de choc hydraulique.

Puits	Date de l'essai	Longueur de tige (cm)	Volume de tige (cm ³)	Lecture maximale du capteur		Ajustement		L = L ₁ + L ₂ (mm)	D pondéré (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	c/c _{0,25} (m) (sec. 10.1.2)	K _{20°C} (m/s)		Commentaires
				H(t=0) (m)	G (MPa)	H(t=0) (m)	G (MPa)						Chapuis Cazaux (2002) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	
02AH	2008-05-13	15.0	10.6	3.43	17.9	3.00	15.6	914	89	10.3	2.10	0.82	3.04E-09	2.39E-09	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses très précises.
05AB	2008-09-12	15.0	10.6	3.87	11.6	2.80	8.3	660	79	8.4	1.63	0.93	2.94E-09	1.28E-09	Suit plus ou moins bien les courbes types, vitesses très précises.
05AH	2008-09-12	13.0	9.2	3.49	12.0	4.21	14.5	660	79	8.4	1.63	0.93	2.11E-09	9.31E-10	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses très précises.
05AB	2008-09-12	12.0	8.5	2.10	17.5		0.0	660	79	8.4	1.63	0.93	7.39E-10		Vitesses précises, mais elles ne suivent pas les courbes théoriques.
09AH	2009-10-08	6.0	4.2	1.41	10.5	1.47	11.0	686	77	8.9	1.66	0.93	6.11E-09	3.34E-09	Sauts dans les mesures au début de l'essai, mais les vitesses suivent bien les courbes théoriques.
06AH	2009-10-07	6.0	4.2	2.35	20.0	1.83	15.6	737	80	9.2	1.76	0.82	2.58E-09	2.46E-09	Sauts dans les mesures au début de l'essai, mais les vitesses suivent bien les courbes théoriques.
08AC	2010-07-05	6.0	4.2	1.56	10.8	1.83	12.6	660	76	8.7	1.61	0.93	2.79E-09	1.14E-09	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses précises.

Tableau A-8 : Résultats des essais de choc hydraulique (suite),

Puits	Date de l'essai	Longueur de tige (cm)	Volume de tige (cm ³)	Lecture maximale du capteur		Ajustement		L = L ₁ + L ₂ (mm)	D pondéré (mm)	L/D (-)	c (m) (Eq. 5.1)	c/c _{0,25} (m) (sec. 10.1.2)	K _{20°C} (m/s)		Commentaires
				H(t=0) (m)	G (MPa)	H(t=0) (m)	G (MPa)						Chapuis Cazaux (2002) (chap. 9)	Graph. adim. (chap. 10)	
06AH	2010-07-05	7.0	5.0	2.41	17.6	1.37	10.0	737	80	9.2	1.76	0.82	2.88E-09	2.08E-09	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses précises. Une partie de la surpression est dissipée rapidement au début.
07AH	2010-07-07	7.0	5.0	1.59	10.9	1.13	7.7	711	79	9.0	1.71	0.82	2.97E-09	1.03E-09	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses précises.
06AB	2010-07-07	6.0	4.2	2.62	20.2	2.40	18.5	711	77	9.2	1.70	0.82	1.00E-09	8.32E-10	Suit plus ou moins bien les courbes types, vitesses précises.
04AH	2010-11-16	8.3	5.9	2.29	21.0	0.95	8.7	940	86	10.9	2.13	0.82	2.28E-09	5.21E-10	Dissipation très rapide au début, portion utilisée pour la méthode de Chapuis et Cazaux un peu courte (0.4 m).
08AC	2010-11-17	10.0	7.1	2.43	10.1	2.57	10.6	660	76	8.7	1.61	0.93	2.11E-09	1.37E-09	Suit très bien les courbes théoriques, vitesses très précises.
01AB	2011-09-07	9.8	6.9	2.61	20.8	0.80	6.4	914	89	10.3	2.10	0.82	7.80E-09	6.81E-09	Dissipation très rapide au début, portion utilisée pour la méthode de Chapuis et Cazaux un peu courte (0.4 m).

ANNEXE 12 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ EN CELLULE ŒDOMÉTRIQUE

Le tableau A-9 donne les résultats des essais oedométriques pour lesquelles on dispose de limites de liquidité mesurées à moins de 10 cm du spécimen de l'essai œdométrique. Le tableau A-10 donne les résultats des essais oedométriques à l'indice des vides in situ (e_0).

Tableau A-9 : Résultats des essais de perméabilité en cellule œdométrique, e variable.

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	e (-)	w_L (%)	K (m/s)
FP-06-01AH	9.63	10.30	1.79	65.9	1.28E-09
FP-06-01AH	9.63	10.30	1.68	65.9	5.14E-10
FP-06-01AH	9.63	10.30	0.97	65.9	7.36E-11
FP-06-01AH	9.63	10.30	0.91	65.9	5.91E-11
FP-06-01AH	9.63	10.30	0.81	65.9	3.97E-11
FP-06-01R	9.40	10.53	1.14	66.0	1.06E-10
FP-06-01R	9.40	10.53	0.96	66.0	6.65E-11
FP-06-01R	9.40	10.53	0.87	66.0	5.02E-11
FP-06-03R	21.25	-0.47	1.44	48.8	1.76E-09
FP-06-03R	21.25	-0.47	1.35	48.8	1.04E-09
FP-06-03R	21.25	-0.47	1.05	48.8	3.64E-10
FP-06-03R	21.25	-0.47	0.86	48.8	1.94E-10
FP-06-03R	21.25	-0.47	0.77	48.8	1.37E-10
FP-06-03AH	8.18	12.60	1.77	75.5	9.04E-10
FP-06-03AH	8.18	12.60	1.56	75.5	4.55E-10
FP-06-03AH	8.18	12.60	0.88	75.5	6.46E-11
FP-06-03AH	8.18	12.60	0.82	75.5	5.59E-11
FP-06-03AB	14.91	5.87	1.15	75.8	1.05E-10
FP-06-03AB	14.91	5.87	1.01	75.8	6.62E-11
FP-07-05R	7.45	5.97	1.60	53.5	4.02E-10
FP-07-05R	7.45	5.97	1.56	53.5	3.84E-10
FP-07-05R	7.45	5.97	1.33	53.5	2.35E-10

Tableau A-9 : Résultats des essais de perméabilité en cellule œdométrique, e variable (suite).

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	e (-)	w_L (%)	K (m/s)
FP-07-05R	7.45	5.97	0.98	53.5	1.25E-10
FP-07-05R	7.45	5.97	0.88	53.5	1.02E-10
FP-07-05R	10.47	2.95	1.54	46.8	9.21E-10
FP-07-05R	10.47	2.95	1.48	46.8	7.34E-10
FP-07-05R	10.47	2.95	1.27	46.8	4.45E-10
FP-07-05R	10.47	2.95	0.98	46.8	2.35E-10
FP-07-05R	10.47	2.95	0.88	46.8	1.80E-10
FP-07-06R	5.12	5.83	1.54	61.2	3.06E-10
FP-07-06R	5.12	5.83	1.26	61.2	1.31E-10
FP-07-06R	5.12	5.83	0.94	61.2	5.61E-11
FP-07-06R	5.12	5.83	0.89	61.2	4.47E-11
FP-07-06AH	5.15	5.80	1.51	61.2	9.09E-10
FP-07-06AH	5.15	5.80	1.47	61.2	5.92E-10
FP-07-06AH	5.15	5.80	0.97	61.2	7.19E-11
FP-07-06AH	5.15	5.80	0.90	61.2	5.34E-11
FP-07-06AH	5.15	5.80	0.79	61.2	3.49E-11
FP-08-07AH	3.54	7.37	1.73	63.8	5.88E-10
FP-08-07AH	3.54	7.37	1.65	63.8	4.61E-10
FP-08-07AH	3.54	7.37	0.92	63.8	5.61E-11
FP-08-07AH	3.54	7.37	0.82	63.8	4.09E-11

Tableau A-10 : Résultats des essais de perméabilité en cellule œdométrique, e_0 .

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	e (-)	K (m/s)	Contrainte verticale in situ (kPa)	Contrainte verticale œd. (kPa)
FP-06-01AB	14.87	5.36	2.02	4.82E-09	117	34
FP-06-01AH	9.63	10.30	1.79	1.28E-09	56	34
FP-06-01R	20.17	-0.31	1.45	8.94E-10	118	34
FP-06-01R	16.89	2.97	1.63	1.09E-09	99	51
FP-06-01R	12.55	7.31	1.75	6.75E-10	73	51
FP-06-01R	6.93	12.93	1.86	7.69E-10	50	34
FP-06-02AB	15.19	6.68	1.71	1.01E-09	89	34
FP-06-02AB	15.19	6.68	1.68	1.28E-09	89	34
FP-06-02R	22.67	-0.75	1.10	3.96E-10	132	171
FP-06-02R	20.83	1.09	1.35	1.09E-09	122	86
FP-06-02R	18.79	3.13	1.52	8.91E-10	110	34
FP-06-02R	16.20	5.72	1.50	8.28E-10	95	86
FP-06-02R	12.93	8.99	1.62	5.53E-10	76	34
FP-06-02R	8.94	12.98	1.73	6.79E-10	34	52
FP-06-02R	6.84	15.08	1.65	6.78E-10	40	68
FP-06-02R	4.75	17.17	1.31	5.31E-10	28	69
FP-06-03AH	8.18	12.64	1.77	9.04E-10	59	34
FP-06-03R	21.25	-0.60	1.35	1.04E-09	124	204
FP-06-03R	17.76	2.89	1.62	2.26E-09	104	111
FP-06-03R	14.17	6.48	2.04	9.80E-10	83	111
FP-06-03R	7.04	13.61	1.78	1.05E-09	41	68
FP-06-03R	3.77	16.88	2.07	1.17E-09	22	69
FP-06-03R	1.65	19.00	1.26	3.07E-10	22	34
FP-07-04R	13.77	-2.00	1.13	5.31E-10	80	34
FP-07-04R	11.39	0.38	1.42	1.37E-09	67	34
FP-07-04R	10.48	1.29	1.41	2.11E-09	61	34
FP-07-04R	7.48	4.29	1.42	6.96E-10	44	34
FP-07-04R	4.98	6.79	1.82	7.58E-10	29	34
FP-07-05AB	11.50	2.09	1.37	9.57E-10	104	204
FP-07-05AH	8.33	5.48	1.63	6.45E-10	80	34
FP-07-05R	13.59	-0.17	1.18	9.27E-09	79	51
FP-07-05R	11.90	1.52	1.43	8.06E-10	70	51
FP-07-05R	10.47	2.95	1.54	9.21E-10	61	34
FP-07-05R	9.66	3.76	1.58	9.21E-10	56	137

Tableau A-10 : Résultats des essais de perméabilité en cellule œdométrique, e_0 (suite).

Forage	Profondeur (m)	Élévation (m)	e (-)	K (m/s)	Contrainte verticale in situ (kPa)	Contrainte verticale œd. (kPa)
FP-07-05R	8.57	4.85	1.40	7.41E-10	50	85
FP-07-05R	7.45	5.97	1.60	4.02E-10	44	34
FP-07-05R	6.27	7.15	1.63	4.52E-10	37	86
FP-07-06AB	9.72	1.39	0.92	3.07E-10	120	204
FP-07-06AH	5.15	5.67	1.52	9.09E-10	75	34
FP-07-06R	13.01	-2.06	1.24	2.75E-10	76	34
FP-07-06R	6.87	4.08	1.73	1.50E-09	40	34
FP-07-06R	3.45	7.50	1.52	3.17E-10	20	34
FP-08-07AB	6.35	4.56	1.51	1.24E-09	63	34
FP-08-07AH	3.54	7.37	1.73	5.88E-10	41	34
FP-08-07R	8.96	1.95	0.66	2.82E-10	52	34
FP-08-07R	7.41	3.50	1.19	8.26E-10	43	34
FP-08-07R	5.93	4.98	1.52	1.32E-09	35	34
FP-08-07R	4.37	6.54	1.67	1.39E-09	26	34
FP-08-08R	6.60	6.11	1.05	2.78E-10	39	34
FP-08-08R	5.96	6.75	1.54	5.93E-10	34	35
FP-08-08R	4.38	8.33	1.46	1.03E-09	26	34
FP-08-08R	2.89	9.82	1.73	1.25E-09	17	34
FP-08-09AB	11.36	4.17	1.70	6.96E-10	99	34
FP-08-09AH	5.30	10.16	1.71	6.14E-10	58	34
FP-08-09R	17.12	-1.56	1.31	3.89E-10	100	34
FP-08-09R	15.90	-0.34	1.41	1.07E-09	93	34
FP-08-09R	11.36	4.20	1.30	3.56E-10	66	34
FP-08-09R	8.45	7.11	1.68	8.65E-10	49	34
FP-08-09R	5.38	10.18	1.58	7.23E-10	31	34
FP-08-09R	4.22	11.34	1.81	6.72E-10	25	34
FP-08-09R	2.86	12.70	1.65	1.13E-10	17	34

ANNEXE 13 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ EN CELLULE TRIAXIALE

Le tableau A-11 donne les résultats des essais de perméabilité en cellule triaxiale.

Tableau A-11 : Résultats des essais de perméabilité en cellule triaxiale.

Forage	Profondeur (m)	e_0 (-)	K à 20°C (m/s)
FP-06-01AB	14.68	1.83	1.01E-09
FP-06-02R	6.84	1.87	4.98E-09
FP-06-02R	10.54	1.88	4.70E-09
FP-06-02R	14.45	1.70	3.03E-09
FP-06-02R	17.74	1.82	1.88E-09
FP-06-02R	21.08	1.83	1.33E-09
FP-06-02R	8.81	1.63	8.52E-10
FP-06-03AH	7.79	1.85	9.33E-10
FP-06-03R	5.09	1.88	3.26E-09
FP-06-03R	7.04	2.07	5.49E-09
FP-06-03R	10.45	1.93	2.08E-09
FP-06-03R	12.68	1.65	3.94E-09
FP-06-03R	18.10	1.83	1.55E-09
FP-07-04AB	9.40	1.52	1.46E-09
FP-07-04R	2.74	1.74	1.06E-09
FP-07-04R	4.28	1.72	6.79E-09
FP-07-04R	7.71	1.48	2.29E-09
FP-07-04R	10.31	1.67	1.26E-09
FP-07-04R	12.88	1.06	5.90E-10
FP-07-05AB	11.35	1.45	1.24E-08
FP-07-05AH	8.49	1.53	5.72E-10
FP-07-05R	6.40	1.70	1.01E-09
FP-07-05R	8.20	1.71	4.97E-10
FP-07-05R	9.00	1.83	1.36E-09
FP-07-05R	10.30	1.60	2.84E-09
FP-07-05R	11.25	1.54	1.40E-09
FP-07-05R	13.46	1.42	1.07E-09
FP-07-06AB	9.57	1.20	5.66E-09
FP-07-06R	4.14	1.60	1.02E-09

Tableau A-11 : Résultats des essais de perméabilité en cellule triaxiale (suite).

Forage	Profondeur (m)	e_0 (-)	K à 20°C (m/s)
FP-07-06R	5.62	1.60	8.37E-10
FP-07-06R	8.71	1.55	2.19E-09
FP-07-06R	10.66	1.47	5.89E-09
FP-07-06R	13.41	1.24	1.28E-09
FP-08-07AB	6.49	1.43	1.59E-09
FP-08-07AB	6.66	1.54	1.31E-09
FP-08-07AH	3.70	1.78	5.46E-10
FP-08-07R	5.20	1.40	9.44E-10
FP-08-07R	6.19	1.43	1.86E-09
FP-08-08AC	3.98	1.39	8.74E-10
FP-08-08R	2.77	1.76	1.36E-09
FP-08-08R	5.83	1.46	6.57E-10
FP-08-09AH	5.53	1.68	4.39E-09
FP-08-09R	4.10	1.69	5.52E-10
FP-08-09R	16.24	1.43	1.01E-09